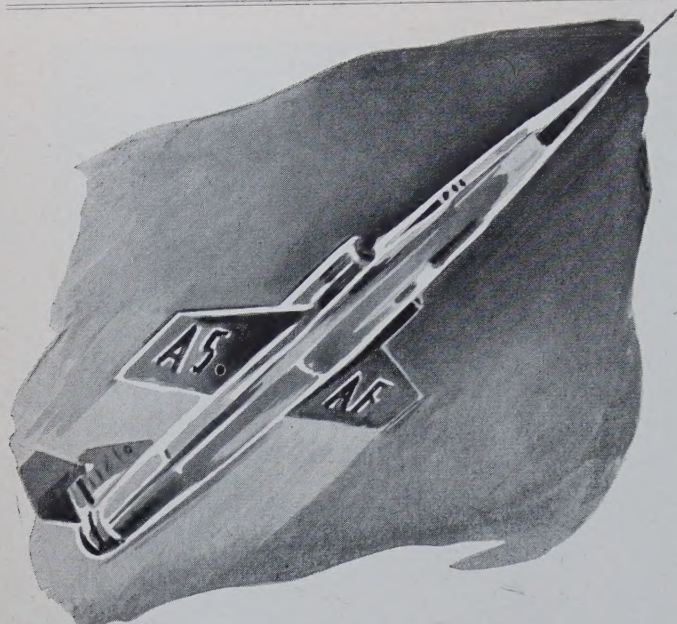


# DER STAHLBAU

SCHRIFTFÜHRUNG: PROF. DR.-ING. DR.-ING. E.H.K. KLÖPPEL · DARMSTADT  
VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN BERLIN-WILMERSDORF

Heft 12 — Dezember 1960 A 6449 E





Überall wo geschweisst wird...



**Metallogen**

**der blaue Blitz**

DIE **weve** SCHNELLFLUSS-ELEKTRODE

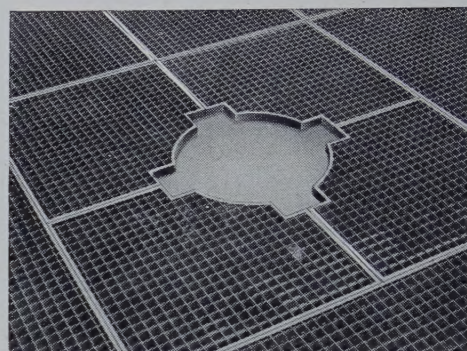
**Metallogen**

Gesellschaft für Schweißtechnik und Werkstoffschutz m. b. H., Wattenscheid i. W.



## STEEB-GITTERROSTE

für Licht- und Luftschächte · Podeste · Bühnen · Laufstege  
Nottreppen · Treppenstufen · Heizkanäle · Trockenräume  
Lagerräume · Kran- und Maschinenplattformen · Förder-  
brücken · Mahlanlagen · Schiffsböden · Brücken



Größte Stabilität und Tragfähigkeit · Befahrbar · Gleit-  
sicher · Trittsicher · Allseitig ebene Auflage · Kompakte  
Verbindung ohne Schweißstellen · Randeinfassung aus  
E-Spezialprofil

**CHRISTIAN STEEB-WERKE K. G.**

SULZ (Neckar)

## MAGNETOFLUX

### Schweißnahtprüfer (Pa)

ein zeitsparendes, leistungs-  
fähiges und preiswertes Gerät,  
seit Jahren bewährt, zur sicheren  
und raschen Ermittlung von

Schweißnahtfehlern  
Schlackeneinschlüssen  
Ermüdungsrissen  
Walz- und Schmiedefehlern  
Spannungsrissen

Tiefenwirkung 8-10 mm  
bes. geeignet für Kehlnähte  
auch bei gestrichenen Werkstücken einsetzbar

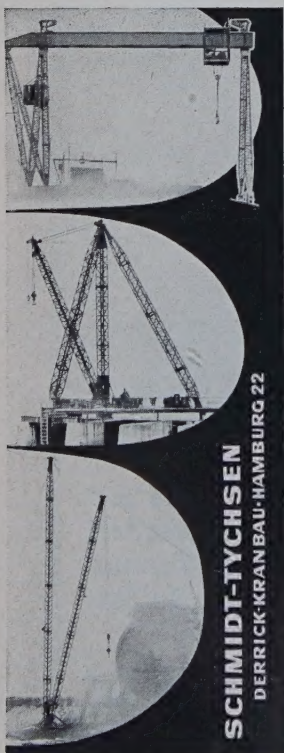


Generalvertrieb für die Bundesrepublik

**Tehag** GMBH

BOCHUM-WEITMAR

Telefon 41611/41832 · Postfach 114



**SCHMIDT-TYCHSEN**  
DERRICK-KRANBAU-HAMBURG 22



**Abdeckroste**  
stabil  
trittsicher

**STEINHAUS**

GMBH · MÜLHEIM (RUHR) · SPELDORF

Nur

**rechtzeitige**

**Abonnements-  
Erneuerung**

kann dazu beitragen,  
daß Ihnen  
Ihre unentbehrliche  
Fachzeitschrift  
ohne Unterbrechung  
weitergeliefert wird.

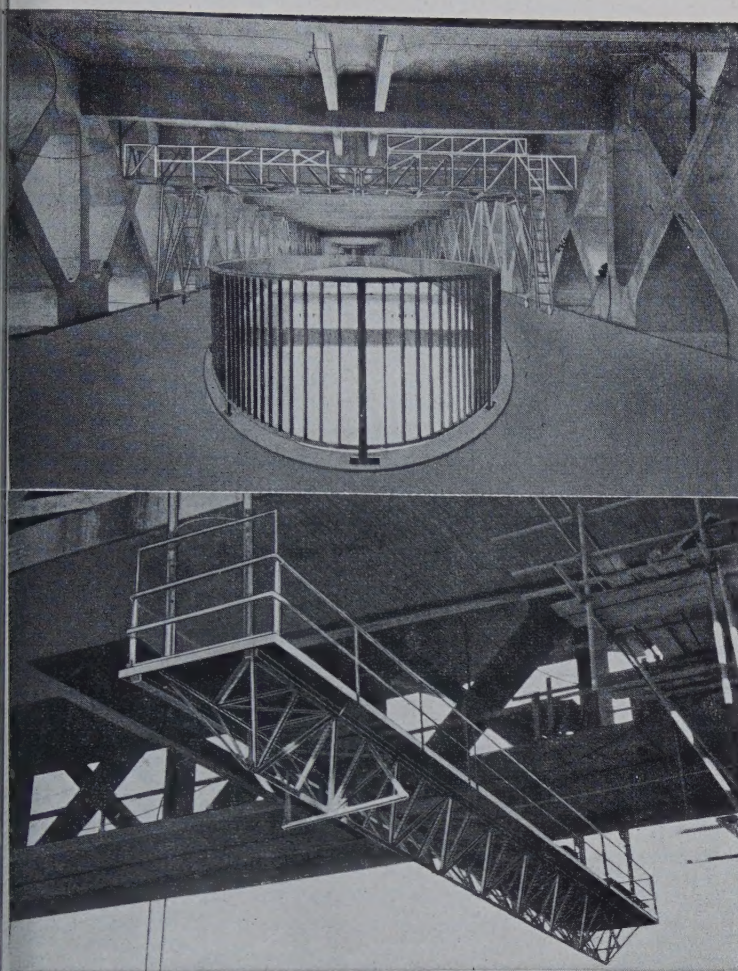
Bestellen Sie deshalb  
bitte umgehend

**DER STAHLBAU**

bei Ihrem bisherigen  
Lieferanten

Buchhändler oder Postzusteller





## Neue Methoden der Brückeninspektion und Brückeninstandhaltung

Baufirmen, Rohrverlegungsfirmen, Straßenbauämter und Brückenbauunternehmen setzen bekanntlich Brückenuntersuchungswagen für die verschiedensten Überwachungsaufgaben, Reparaturen und Reinigungsarbeiten an Brücken ein.

Die Vorzüge gegenüber den bisherigen aufwendigen Methoden stellen die Wirtschaftlichkeit dieser Wagen laufend unter Beweis.

Fordern Sie bitte unseren kostenlosen Sonderprospekt an:

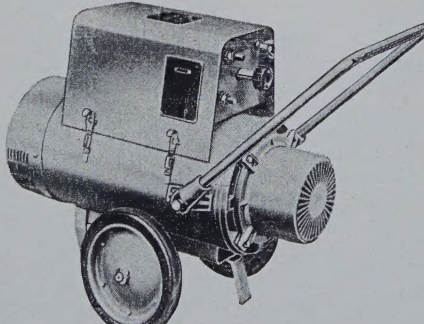
Brückenuntersuchungen und -instandsetzungen wirtschaftlicher durchführen mit ZARGES Leichtmetall-Untersuchungswagen.

Er wird mit wertvollen Anregungen sicher auch zur Lösung Ihrer Probleme beitragen.

Lesen Sie mehr darüber auf Seite 388.

**ZARGES-LEICHTMETALLBAU K-G · WEILHEIM/OBY**

15



Hertz

# ALKIMA

Rauschenberger & Co. GmbH.

Altenkirchen/Westerwald

### Die modernen Frequenz-Schweißumformer

FSU 160	15—160 A	110 kg	88 x 43 x 68 cm	1260,— DM
FSU 210	15—210 A	125 kg	88 x 43 x 68 cm	1520,— DM
FSU 250	15—250 A	145 kg	88 x 43 x 70 cm	1770,— DM
FSU 300	15—300 A	155 kg	84 x 46 x 72 cm	1920,— DM
FSU 400	15—400 A	175 kg	84 x 46 x 72 cm	2220,— DM
FSU 500	15—500 A	192 kg	84 x 56 x 77 cm	2590,— DM

(Sämtliche Typen sind kurzfristig lieferbar)





## Eine Brücke in Düsseldorf

700 qm SEMTEX SX 153 (10 mm stark) wurden auf dieser Fußgängerbrücke verlegt. Der fugenlose Belag bewährt sich auf der 1960 gebauten modernen Stahl-Leichtkonstruktion jeden Tag neu.

### **SEMTEX SX 153 bietet Sicherheit**

Ein Naturlatex-Erzeugnis – elastisch, haftfest, rutsch- und schwingungssicher.

### **SEMTEX SX 153 ist robust**

Hervorragend abriebfest, alterungs- und witterungsbeständig. Und: die Bauteile werden vor Korrosion geschützt.

### **SEMTEX SX 153 ist leicht**

Ideal für moderne Konstruktionen.

# **SEMTEX**

## **SX 153**

Über die Verlegung von SEMTEX SX 153 informiert Sie eingehend und unverbindlich die Dunlopian GmbH, Hanau (Main).

**ARCOS-AACHEN**  
Gesellschaft für Schweißtechnik m. b. H.  
Jülicher Str. 122/134 · Tel. 3 48 41/42 u. 2 19 41/43 · FS. 832 701

**Schweiß-Elektroden**  
für alle Schweißarbeiten

**Hohl-Elektroden**  
für Sauerstoff-Lichtbogen-Schneiden

**Netzmantel-Elektroden**  
für Automaten-Schweißung

**Autogen-Falzdrähte**  
für NE-Metalle

**Schweißtransformatoren**  
zwischen 20-1000 Ampere

**Schweißgleichrichter**  
zwischen 30-1000 Ampere

**Schweißautomaten**  
für Netzmantel-, UP- und  
ARCOS-CO<sub>2</sub>-Schweißung

**Schweißpulver**

**Balance-Positioner**

**Schweißerausrüstungen**



# DER STAHLBAU

Schriftleitung:

Professor Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. Kurt Klöppel,  
Darmstadt, Technische Hochschule

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin-Wilmersdorf,  
Hohenzollerndamm 169, Ruf: 87 15 56

29. Jahrgang      Berlin, Dezember 1960      Heft 12

## Inhalt

Seite

Klöppel, K., Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h., Darmstadt und  
Roos, E., Dr.-Ing., Bingen/Rüdesheim: Statische Ver-  
suche und Dauerversuche zur Frage der Bemessung  
von Flachblechen in orthotropen Platten . . . . . 361

Páll, G., Dipl.-Ing., Philadelphia: Die Konstruktion  
des unteren Fahrbahndecks der George-Washington-  
Brücke . . . . . 373

Barth, O., Dipl.-Ing., Gustavsborg: Geschweißte Hallen-  
konstruktion; Teil I: Konstruktion und statische  
Berechnung . . . . . 380

Eller, H., Dipl.-Ing., Gustavsborg: Geschweißte Hallen-  
konstruktion; Teil II: Montage der geschweißten,  
kastenförmigen Kranbahnträger . . . . . 384

## Verschiedenes:

Herschel, F. G., Dipl.-Ing., Gustavsborg: Das Radio-  
teleskop bei Sugar Grove, USA . . . . . 386

Nettelbeck, K., Bundesbahnberrät a. D. Dipl.-Ing.,  
Offenbach: Brückenuntersuchungswagen . . . . . 388

Bongard, W., Dr.-Ing., Köln: Vortragstagung „Probleme  
um den Brückenbau“ . . . . . 389

Lacher, G., Dipl.-Ing., Darmstadt: Aluminium im  
konstruktiven Ingenieurbau . . . . . 389

## Persönliches

Professor Dr. Ernst Melan 70 Jahre . . . . . 390

Dr. David B. Steinman † . . . . . 390

Zuschrift und Erwiderung . . . . . 391

Nachtrag . . . . . 392

Bücherschau . . . . . 392

## Bezugsbedingungen

Vierteljährlich 7,50 DM (Ausland nur ganzjährlich 30,— DM), Einzelheft  
3,— DM und Zustellgeld. Monatlich ein Heft, Bezugspreis im voraus zahl-  
bar. Bestellungen nimmt jede Buchhandlung und jede Postanstalt oder  
der Verlag entgegen. Postscheckkonto: Berlin-West 16 88. Abbestellungen  
einen Monat vor Schluß des Kalendervierteljahres.

Bestellungen für das Ausland sind zu richten

für Österreich an Rudolf Lechner & Sohn, Wien I/1, Seilerstätte 5,

für die Schweiz an Verlag für Wissenschaft, Technik und Industrie AG.,  
Basel, Schützenmattstraße 43,

für Italien an Libreria Commissionaria Sansoni, Firenze, Via Gino  
Capponi 26,

für das gesamte übrige Ausland und Übersee an I. R. Maxwell & Co. Ltd.,  
London W 1, 4/5 Fitzroy Square.



# HÜTTE

Des Ingenieurs Taschenbuch

Herausgegeben vom

**Akademischen Verein Hütte e.V., Berlin**

28., neubearbeitete Auflage.

Nachstehende Bände sind lieferbar:

## HÜTTE I

### Theoretische Grundlagen

XXIV, 1668 Seiten, 1409 Bilder, 725 Tafeln  
Ganzleinen DM 36,— Leder DM 45,60

Mit Daumeneinschnitten zum Aufschlagen der Kapitel und der zugehörigen Registerseite sowie einem Stichwortverzeichnis mit 7700 alphabetisch geordneten Stichwörtern

## HÜTTE II A

### Maschinenbau (Teil A)

XXVIII, 1292 Seiten, 2024 Bilder, 406 Tafeln  
Ganzleinen DM 25,— Leder DM 34,—

Mit Daumeneinschnitten zum Aufschlagen der Kapitel und der zugehörigen Registerseite sowie einem Stichwortverzeichnis mit 3000 alphabetisch geordneten Stichwörtern

## HÜTTE II B

### Maschinenbau (Teil B)

XIX, 930 Seiten, 1317 Bilder, 204 Tafeln  
Ganzleinen DM 48,— Leder DM 60,—

Mit Daumeneinschnitten zum Aufschlagen der Kapitel und der zugehörigen Registerseite sowie einem Stichwortverzeichnis mit 2000 alphabetisch geordneten Stichwörtern

## HÜTTE III

### Bautechnik

XXVIII, 1616 Seiten, 2344 Bilder, 286 Tafeln  
Ganzleinen DM 42,— Leder DM 51,—

Mit Daumeneinschnitten zum Aufschlagen der Kapitel und der zugehörigen Registerseite sowie einem Stichwortverzeichnis mit 4350 alphabetisch geordneten Stichwörtern

## HÜTTE IV A

### Elektrotechnik (Teil A)

### Starkstrom- und Lichttechnik

XX, 946 Seiten, 2104 Bilder, 205 Tafeln  
Ganzleinen DM 39,— Leder DM 49,—

Mit Daumeneinschnitten zum Aufschlagen der Kapitel und der zugehörigen Registerseite sowie einem Stichwortverzeichnis mit 4000 alphabetisch geordneten Stichwörtern

## HÜTTE V B

### Verkehrstechnik (Teil B) und Vermessungstechnik

XVI, 588 Seiten, 634 Bilder, 116 Tafeln  
Ganzleinen DM 56,— Leder DM 64,20

Mit Daumeneinschnitten zum Aufschlagen der Kapitel und der zugehörigen Registerseite sowie einem Stichwortverzeichnis mit 2000 alphabetisch geordneten Stichwörtern

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN · BERLIN

- Zu beziehen durch jede Buchhandlung



# DER STAHLBAU

Schriftleitung:

Professor Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. Kurt Klöppel, Darmstadt, Technische Hochschule  
Fernsprecher: Darmstadt 85 26 39

29. Jahrgang

BERLIN, Dezember 1960

Heft 12

## Statische Versuche und Dauerversuche zur Frage der Bemessung von Flachblechen in orthotropen Platten

Von K. Klöppel und E. Roos

Mitteilung aus dem Institut für Statik und Stahlbau der Technischen Hochschule Darmstadt

DK 624.21.095.5 : 624.073.001.5

### 1. Einleitung

Im Institut für Statik und Stahlbau der Technischen Hochschule Darmstadt wurden mit Unterstützung des Autostraßenamtes Frankfurt/Main Belastungsversuche am Flachblech einer orthogonal anisotropen Platte durchgeführt, deren Ergebnisse hier mitgeteilt werden. Ein Teil der Versuchsergebnisse wurde bereits in Veröffentlichungen des Deutschen Stahlbau-Verbandes zugänglich gemacht [1]. Über frühere ausschließlich statische Versuche an Flachblechen orthotroper Platten mit über ihre Länge starr aufgelagerten Längsrippen im gleichen Institut wurde ebenfalls berichtet [2], [1]. Zweck der Versuche war die Ermittlung der Tragfähigkeit des Flachbleches der orthotropen Platte sowohl unter statischer als auch unter dynamischer Belastung, da die Tragsicherheit des Flachbleches durch die bekannten Rechenverfahren nicht hinreichend erfaßt werden kann. Das Flachblech der orthotropen Platte hat als Teil einer Brücke mehrfache Tragfunktionen zu erfüllen, die hier umrissen werden sollen, ohne daß jedoch deren vollkommen exakte Trennung möglich wäre:

Als Teil des Hauptträgerobergurtes beteiligt sich das Flachblech an der Lastabtragung zwischen den Auflagerpunkten der Hauptträger (Primärsystem). Als Obergurt der Querträger und der Längsrippen wird es zur Lastverteilung quer zur Brückenachse und längs der Brückenachse herangezogen (Sekundär- und Tertiärsystem) und als isotrope Platte (Quartärsystem) überträgt es die Lasten auf den aus Längsrippen und Querträgern gebildeten Trägerrost.

Das Flachblech erhält aus jedem dieser vier Tragsysteme Spannungen. Die aus dem Quartärsystem stammenden sehr ungleichförmigen Spannungen erstrecken sich für Radlasten jeweils nur auf kleine Gebiete der Fahrbahn; sie überlagern sich den wesentlich gleichförmigeren Spannungen aus Primär-, Sekundär und Tertiärsystem. Bei der Überlagerung aller Spannungen ergeben sich hohe Spannungsspitzen aus dem Quartärsystem, die bei der Eingrenzung durch  $\sigma$  zu unwirtschaftlichen Blechdicken führen. Ginge man jedoch von der Tragsicherheit der orthotropen Platte aus, so käme diesen Spannungsspitzen eine wesentlich kleinere Bedeutung zu. Für die Sicherheit des Gesamttragwerkes würde es beim Spannungsnachweis bereits ausreichen, die Spannungen aus dem Primär- bis Tertiärsystem zu berücksichtigen, da sich die Einflußflächen der Schnittgrößen dieser Tragsysteme normalerweise mit gleichem Vorzeichen auf wesentlich größere Gebiete der Fahrbahn erstrecken und weniger schnell abklingen als die Einflußflächen des Quartärsystems. Selbst Plastizierungen im Bereich der Spannungsspitzen aus dem Quartärsystem können nur örtliche Kräfteumlagerungen ergeben. Ob Dauerbrüche die Tragsicherheit des Bauwerkes gefährden, ist vor allem von der Richtung ihres Bruchverlaufes abhängig. Verlaufen die Dauerbrüche in Brückenlängsrichtung, so sind sie wenig gefährlich; verlaufen sie in Querrichtung, so gefährden sie im Bereich negativer Momente im Primärsystem dessen Tragwirkung.

Die günstige Tragwirkung der allseitig an Verdrehung und Verschiebung verhinderten dünnen isotropen Platte beruht darauf, daß die Lastabtragung durch Querkräfte und Momente (Platte) bei zunehmender Ausbiegung in eine Lastabtragung durch Normalkräfte (Membran) übergehen kann. Je größer der Durchhang wird, desto günstiger wird das Tragsystem, so daß selbst bei vollkommen durchlastisiertem Querschnitt noch Gleichgewicht und sogar Laststeigerungen möglich sind, ohne den Verfestigungsbereich heranziehen

zu müssen (Versuche an Stäben s. [1] Bild 48 ff.). Die hier beschriebenen Versuche dienten der Nachprüfung der Frage, ob das allseitig über Querträgern und Längsrippen durchlaufende und dort elastisch eingespannte und elastisch aufgelagerte Flachblech (Quartärsystem) sowohl unter statischer als auch unter Dauerbelastung über Tragreserven gleicher Größenordnung wie das starr eingespannte und starr aufgelagerte Flachblech verfügt.

Zu diesem Zweck wurde das Flachblech einer modellgerecht verkleinerten orthotropen Platte unter Gesamtspannungszuständen geprüft, die denen im Bauwerk ähnlich sind. Dazu mußten dem Versuchskörper auch Primärspannungen mittels einer speziellen Belastungsvorrichtung aufgezwungen werden. Quartär- sowie Sekundär- und Tertiärspannungen konnten hingegen unmittelbar durch an DIN 1072 angepaßte Radlasten erzeugt werden.

Es wurden Radlasten in zwei ungünstigen Laststellungen aufgebracht und der zugehörige Dehnungszustand gemessen. Die Primärspannungen konnten dabei nach Vorzeichen und Größe verändert werden. Den Versuchen mit ruhender Belastung folgten solche mit Schwellbelastung. An einem zweiten gleichartigen Versuchskörper wurde ein Traglastversuch durchgeführt. Anschließend wurden daraus Teile zu Dauerversuchen in einer Dauerprüfmaschine entnommen.

### 2. Versuchskörper

Der Versuchskörper besteht vorwiegend aus St 52, nur das Flachblech ist in St 37 ausgeführt.

#### 2.1 Primärsystem

Der Versuchskörper (Bild 1) besteht aus drei Hauptträgern, die auf Walzprofilen IP 50 in je zwei Punkten gelagert sind (Bild 2). In dem zu untersuchenden Mittelteil des Modelles können durch die Vorspannlasten  $P_V$  auf den Kragarmen der Hauptträger Primärspannungen bis auf die Schubspannungen aus Querkraft wirklichkeitsgetreu und über die Breite des Versuchskörpers annähernd gleichmäßig verteilt in das Flachblech eingeleitet werden. Der mittlere der drei Hauptträger ist zwischen den Lagerpunkten geschlitzt, um in dem zu untersuchenden Bereich gleiche Steifigkeiten für alle Längsrippen zu erhalten, und wie die Längsrippen mit dem Flachblech verschweißt.

#### 2.2 Sekundär- und Tertiärsystem

Da im Flachblech (Quartärsystem) die ungünstigsten Beanspruchungen bei starrer Stützung erwartet werden und zum Zwecke guter Krafteinleitung im Primärsystem, sind im Vergleich mit bisherigen Normalausführungen orthotroper Platten die Querträger und Längsrippen besonders steif gewählt. Die Längsrippen bestehen aus Flachstähen  $130 \cdot 10 \text{ mm}^2$ , die Querträger aus T-förmig verschweißten Flachstähen.

#### 2.3 Quartärsystem

Das Flachblech aus St 37 sollte 4,0 mm dick sein; eine Messung nach den Versuchen ergab jedoch in der Nähe der Aufstandsfläche der Verkehrslast eine Dicke von 4,26 mm im Mittel. Der Abstand der Längsrippen beträgt 120 mm und der Abstand der Querrippen in dem zu untersuchenden Mittelstück des Versuchskörpers 400 mm.

Für ein gemäß den Modellgesetzen in allen Teilen einschließlich der Belastungsfläche im gleichen Maßstab (hier 1 : 2,5) verkleinertes



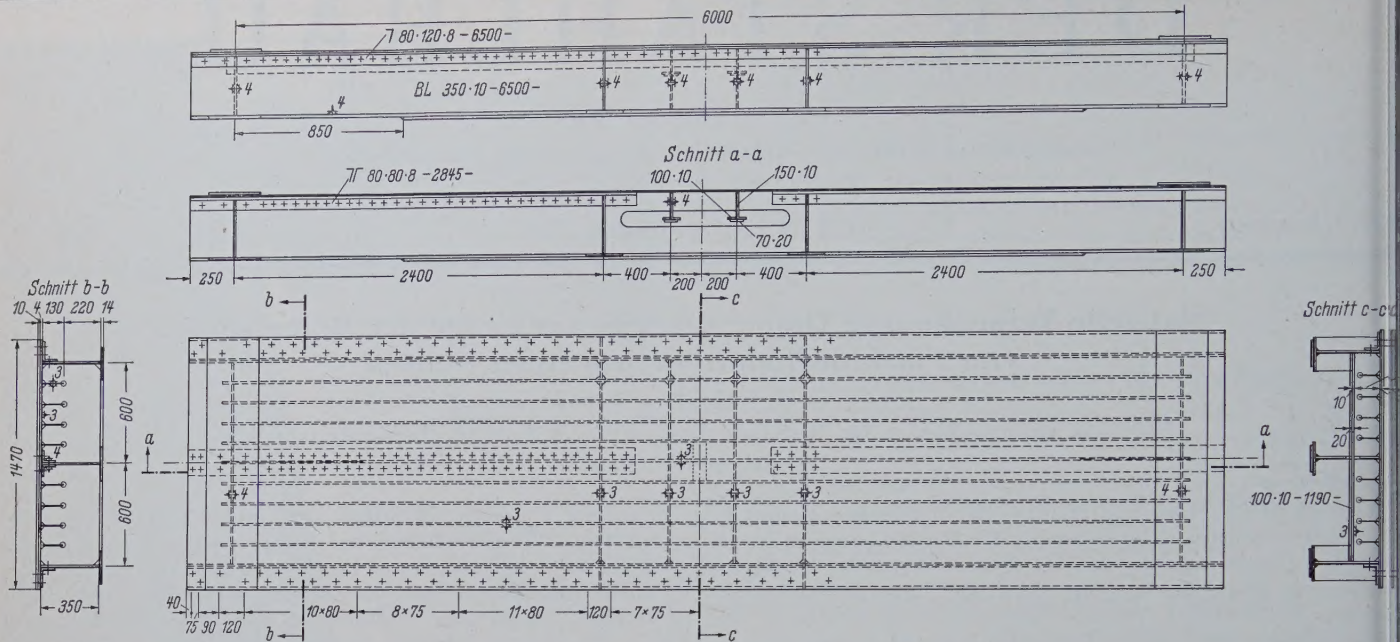


Bild 1. Versuchskörper

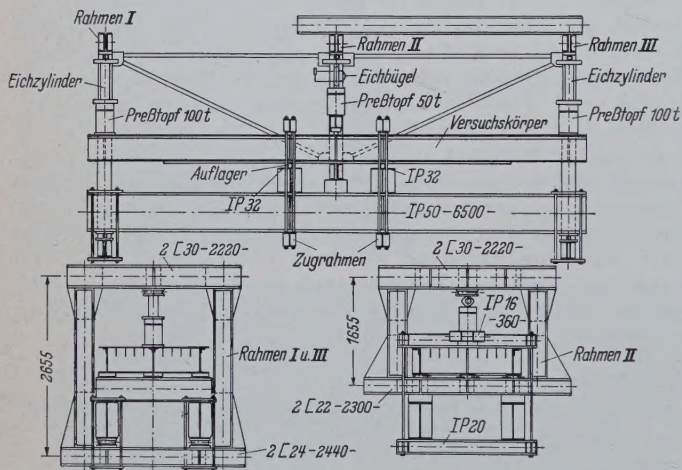


Bild 2. Versuchsanordnung

Modell ist das Verhältnis  $\varphi \cdot p \left( \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)$  zu  $\sigma \left( \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)$  in beliebigen Schnitten wegen gleicher Dimensionen von dem Modellmaßstab unabhängig. Die gemessenen Spannungen entsprechen somit denjenigen, die in einer orthotropen Platte mit 10,6 mm dickem Flachblech bei 30 cm Längsrippenabstand und 100 cm Querträgerabstand unter einer Belastung mit gleicher Flächenpressung  $p$  auf der Aufstandsfläche des Schwerlastwagens 60 t entstehen würden. Für jede andere Abmessung können die hier mitgeteilten Spannungen nicht genau gelten, doch die Schlußfolgerungen können auf die heute üblichen Fahrbahnplatten übertragen werden.

### 3. Versuchseinrichtung

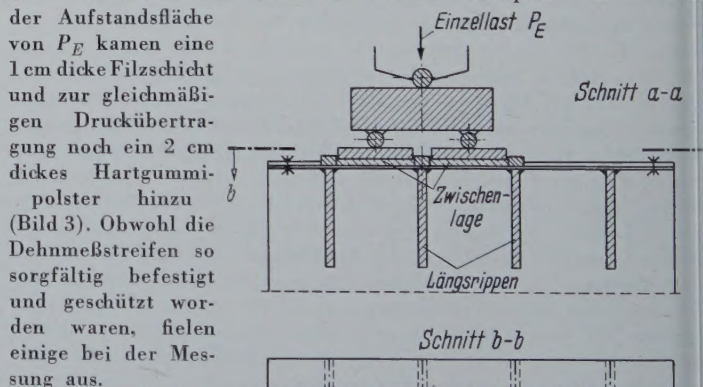
Die verhältnismäßig großen Abmessungen des Versuchskörpers erforderten eine spezielle Belastungseinrichtung (Bild 2). Diese ermöglichte es, auf die orthotrope Platte im Mittelbereich des Versuchskörpers mit Hilfe von zwei 100-t-Öldruckpressen (Vorspannlasten  $P_V$ ) sowohl positive als auch negative Momente (Primärsystem) wirken zu lassen; so wurde das Flachblech entweder gedrückt oder gezogen. Als Widerlager für die Preßtöpfe dienten die Belastungsrahmen I und III, die den Versuchskörper und die beiden unterstützenden Walzträger IP 50 umfassen. Bei Druckvorspannung im Flachblech verbinden zwei Bandagen den Versuchskörper mit den beiden IP 50 an den Auflagerpunkten. Die Preßtöpfe werden hierbei von unten an den Versuchskörper angesetzt. Der mittlere Belastungsrahmen II dient als Widerlager für eine 50-t-Öldruckpresse, mit der auf das Flachblech im Mittelfeld des Versuchskörpers von

der Vorspannbelastung  $P_V$  unabhängige Einzellasten  $P_E$  aufgebracht werden können.

### 4. Meßeinrichtungen

Zwischen den Öldruckpressen und den Belastungsrahmen eine gesetzte Maihak-Meßzylinder 100 t (Bild 2) dienen zur Messung der Vorspannkräfte  $P_V$ . Die Meßeinrichtung für die Einzellast  $P_E$  bestand aus einem Maihak-Meßzylinder 5 t oder einem Eichbügel 5 t. Die Kraftmeßvorrichtungen wurden vor den Versuchen geeicht.

Die Dehnungen des Flachbleches konnten mittels Dehnungsmeßstreifen PR 9212 ( $k$ -Faktor von  $\approx 2$ ) über hintereinandergeschaltete Umschaltgeräte an Philips-Meßbrücken direkt abgelesen werden. Zu je zehn Aktivebern gehörte ein am Versuchskörper festgeklebter Kompensationsstreifen, der die Dehnungen aus Temperaturschwankungen während des Meßvorganges selbsttätig kompensierte. Die Dehnungsmeßstreifen mußten nach dem Aufkleben unter einer elektrischen Heizsonne zwei Tage lang gut austrocknen; ein danach sofort aufgetragener Speziallack schützte sie vor neuer Feuchtigkeitseinfangnahme. Nach abermaligem Trocknen erhielt diese Lackschicht noch eine Schicht Leukoplast. Im Bereich



der Aufstandsfläche von  $P_E$  kamen eine 1 cm dicke Filzschicht und zur gleichmäßigen Druckübertragung noch ein 2 cm dickes Hartgummi-polster hinzu (Bild 3). Obwohl die Dehnmeßstreifen so sorgfältig befestigt und geschützt worden waren, fielen einige bei der Messung aus.

Ein Hilfsversuch zeigte, daß Dehnungsmeßstreifen in einem Meßpunkt mit Rücksicht auf zuverlässige Meßergebnisse nicht in zwei Schichten übereinandergesetzt werden dürfen. Die Drahtschleifen mußten deshalb in so engen Abständen nebeneinandergelegt

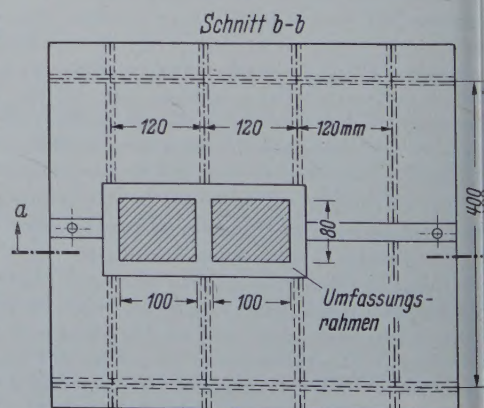


Bild 3. Verteilung der Einzellast  $P_E$



Die Lage der Meßpunkte, der Koordinatenrichtungen und der Belastungsfläche für die Einzellast  $P_E$  ist aus Bild 4 zu ersehen. Für die Dehnungsmeißstreifen 1 bis 8, die auf einer Symmetriachse des Versuchskörpers und zugleich der Belastung liegen, sind die Hauptspannungsrichtungen bekannt; es sind die Koordinatenrichtungen  $x, y$  parallel zu den Symmetriachsen. Somit reichen zur Beschreibung des ebenen Spannungszustandes auf den Flachblechoberflächen je Meßpunkt zwei Dehnungsmessungen in den Hauptspannungsrichtungen aus. In den Meßpunkten 9 und 10 mußten die Dehnungen jedoch in drei Richtungen gemessen werden, wobei die dritte Richtung unter  $45^\circ$  gegen die Koordinatenrichtungen geneigt war. Die Meßpunkte 11 und 12 liegen an der Oberseite des Flachbleches und auf der Unterseite der Längsrippe in  $x$ -Richtung. Bei den Meßpunkten 3 und 6 mußte wegen der Schweißnähte auf die Messung an der Flachblechunterseite verzichtet werden. Für die Laststellung I waren insgesamt 44 Dehnungsmeißstreifen am Versuchskörper angebracht. Bei jeder der sechs Vorspannbelastungen  $P_V = +39,5 \text{ t}; +29,5 \text{ t}; \pm 19,5 \text{ t}; -25,0 \text{ t}; -30,5 \text{ t}$  wurde die Einzellast  $P_E$  von  $0,0 \text{ t}$  in Stufen von  $0,4 \text{ t}$  bis  $2,4 \text{ t}$  gesteigert und bei jeder Laststufe eine Dehnungsmessung vorgenommen. Die entsprechenden Vorspannungen im Flachblech betrugen  $\sigma_{v,x} = +1585; +1185; \pm 785; -1005; -1225 \text{ kg/cm}^2$  und die Flächenpressungen infolge  $P_E: p = 2,5; 5,0; 7,5; 10,0; 12,5; 15,0 \text{ kg/cm}^2$ . Das positive Vorzeichen von  $P_V$  kennzeichnet eine Vorspannbelastung, die im Flachblech Zugspannungen verursacht. Die Flächenpressung auf den Aufstandsflächen der Radlasten beträgt nach DIN 1072 einschließlich des Schwingbeiwertes  $\varphi = 1,4$  bei Brückenklasse 60  $\varphi \cdot p = 1,4 \cdot 8,33 \text{ kg/cm}^2 = 11,68 \text{ kg/cm}^2$ .







Die Normalspannungen im Flachblech sollen in Spannungen aus Normalkräften und aus Biegemomenten zerlegt werden, da es aufschlußreich ist, den Einfluß der einzelnen Laststufen auf diese Spannungsanteile getrennt zu untersuchen. Mit der üblichen (Navierschen) Annahme eines linearen Verlaufes der Biegespannungen über die Flachblechdicke erhält man die Normalspannungen  $\sigma^H$  und die Biegerandspannungen  $\sigma^B$  aus den Gleichungen  $\sigma^H = (\sigma' + \sigma'') \cdot 1/2$  und  $\sigma^B = \pm (\sigma'' - \sigma') \cdot 1/2$ , wobei ein Strich die Koordinatenspannungen  $\sigma_x$  oder  $\sigma_y$  an Flachblechoberseite, zwei Striche die an der Flachblechunterseite kennzeichnen. Der Zeiger  $H$  weist auf die Spannungen aus der Membranwirkung der horizontal gespannten Platte, der Zeiger  $B$  auf die Biegespannungen aus der Plattenwirkung hin. Die Ergebnisse dieser Trennung in Normalspannungen und Biegerandspannungen enthält Tafel 2 für alle Laststufen  $P_E$  bei den Vorspannlasten  $P_V = + 35,9 \text{ t}$  und  $- 30,5 \text{ t}$ , wobei nach der Mittelbildung wiederum auf volle  $5 \text{ kg/cm}^2$  abgerundet

wurde. Das obere Vorzeichen in  $\sigma^B$  gilt für die Flachblechunterseite, das untere für die Oberseite.

Um die Einflüsse der Laststufen von  $P_V$  und  $P_E$  auf die Membranspannungen  $\sigma^H$  und die Biegerandspannungen  $\sigma^B$  in Tafel 2 zu trennen, wurden die Differenzen zwischen den Spannungen aus den Einzellaststufen  $P_E$  zusammen mit denjenigen aus  $P_V$  und den Spannungen aus dem Lastfall reiner Vorlast für die Vorlaststufen  $P_V + 39,5 \text{ t}$  und  $- 30,5 \text{ t}$  in Tafel 3 nochmals gesondert dargestellt. Diese Spannungen, die über die reinen Vorspannungen hinausgehen, können nur von der zusätzlich aufgebrachten Einzellast  $P_E$  herühren. Wir wollen sie künftig als Spannungsdifferenz  $\Delta \sigma$  bezeichnen. Vergleicht man die Spannungsdifferenzen  $\Delta \sigma$  in der Zusammenstellung der Tafel 3 für die beiden dem Betrage nach größten Vorlasten, jedoch bei gleichen Lasten  $P_E$ , so erkennt man, daß sich die Membranspannungen  $\Delta \sigma^H$  eines jeden Meßpunktes voneinander verhältnismäßig wenig unterscheiden. Das gleiche gilt für die Biege-

Tafel 2. Membranspannungen und Biegerandspannungen für die Laststellung I bei zwei Vorspannlasten  $P_V$

Laststufe (t)	$\sigma$ ( $\text{kg/cm}^2$ )	$P_V = + 39,5 \text{ t}$							$P_V = - 30,5 \text{ t}$						
		1	2	4	5	7	8	9	1	2	4	5	7	8	9
0,0	$\sigma_x^H$	+ 1870	+ 1930	+ 2230	+ 1865	+ 1735	+ 1715	+ 1740	- 1450	- 1475	- 1535	- 1460	- 1355	- 1350	- 1400
	$\sigma_x^B$	$\mp$ 70	$\mp$ 95	$\pm$ 80	$\pm$ 45	$\pm$ 35	$\mp$ 15	$\mp$ 70	$\pm$ 80	$\pm$ 25	$\mp$ 45	$\mp$ 35	$\mp$ 35	$\pm$ 35	$\pm$ 95
	$\sigma_y^H$	+ 255	+ 270	+ 390	+ 265	+ 285	+ 320	+ 150	- 220	- 165	- 230	- 225	- 220	- 145	- 145
	$\sigma_y^B$	$\mp$ 10	$\pm$ 5	$\pm$ 50	$\mp$ 30	$\pm$ 95	$\mp$ 65	$\mp$ 55	$\pm$ 15	$\mp$ 25	$\mp$ 50	$\pm$ 20	$\mp$ 95	$\pm$ 170	+ 65
0,8	$\sigma_x^H$	+ 1865	+ 1845	+ 2205	+ 1780	+ 1680	+ 1680	+ 1705	- 1395	- 1535	- 1545	- 1500	- 1375	- 1380	- 1445
	$\sigma_x^B$	$\mp$ 40	$\mp$ 135	$\pm$ 225	$\pm$ 480	$\mp$ 35	$\mp$ 45	$\pm$ 160	$\pm$ 95	$\mp$ 35	$\pm$ 45	$\pm$ 260	$\mp$ 85	0	$\pm$ 420
	$\sigma_y^H$	+ 360	+ 180	+ 400	+ 205	+ 260	+ 310	+ 125	- 90	- 230	- 220	- 280	- 235	- 165	- 150
	$\sigma_y^B$	$\mp$ 170	$\mp$ 285	$\pm$ 135	$\pm$ 530	$\mp$ 45	$\mp$ 120	$\pm$ 475	$\mp$ 160	$\mp$ 320	$\pm$ 55	$\pm$ 455	$\mp$ 205	$\pm$ 125	$\pm$ 605
1,6	$\sigma_x^H$	+ 1875	+ 1790	+ 2155	+ 1720	+ 1660	+ 1660	+ 1650	- 1365	- 1615	- 1625	- 1570	- 1400	- 1395	- 1475
	$\sigma_x^B$	$\mp$ 30	$\mp$ 190	$\mp$ 365	$\mp$ 830	$\mp$ 75	$\mp$ 60	$\pm$ 380	$\pm$ 120	$\mp$ 90	+ 120	$\pm$ 585	$\mp$ 150	$\mp$ 25	$\pm$ 725
	$\sigma_y^H$	+ 425	+ 125	+ 320	+ 205	+ 250	+ 280	+ 100	+ 40	- 310	- 300	- 355	- 260	- 185	- 145
	$\sigma_y^B$	$\mp$ 290	$\mp$ 560	$\pm$ 310	$\pm$ 935	$\mp$ 160	$\mp$ 145	$\pm$ 955	$\mp$ 310	$\mp$ 640	$\pm$ 215	$\pm$ 995	$\mp$ 345	$\pm$ 90	$\pm$ 1175
2,4	$\sigma_x^H$	+ 1895	+ 1745	+ 2120	+ 1705	+ 1620	+ 1635	+ 1620	- 1345	- 1705	- 1665	- 1505	- 1405	- 1420	- 1520
	$\sigma_x^B$	$\mp$ 5	$\mp$ 240	$\pm$ 515	$\pm$ 1105	$\mp$ 115	$\mp$ 70	$\pm$ 560	$\pm$ 135	$\mp$ 145	$\pm$ 330	$\pm$ 860	$\mp$ 205	$\mp$ 60	$\pm$ 1070
	$\sigma_y^H$	+ 545	+ 75	+ 285	+ 190	+ 230	+ 275	+ 65	+ 165	- 425	- 400	- 355	- 250	- 190	- 215
	$\sigma_y^B$	$\mp$ 420	$\mp$ 790	$\pm$ 495	$\pm$ 1320	$\mp$ 250	$\mp$ 170	$\pm$ 1375	$\mp$ 465	$\mp$ 975	$\pm$ 415	$\pm$ 1505	$\mp$ 480	$\pm$ 55	$\pm$ 1830

Tafel 3. Spannungsanteile infolge der Einzellast  $P_E$  (Spannungsdifferenzen) getrennt in Membranspannungen und Biegerandspannungen für die Laststellung I bei zwei Vorspannlasten  $P_V$

Laststufe (t)	$\Delta \sigma$ ( $\text{kg/cm}^2$ )	$P_V = + 39,5 \text{ t}$							$P_V = - 30,5 \text{ t}$						
		1	2	4	5	7	8	9	1	2	4	5	7	8	9
0,8	$\Delta \sigma_x^H$	- 5	- 85	- 25	- 85	- 55	- 35	- 35	+ 55	- 60	- 10	- 40	- 20	- 30	- 45
	$\Delta \sigma_x^B$	$\pm$ 30	$\mp$ 40	$\pm$ 145	$\pm$ 435	$\mp$ 70	$\mp$ 30	$\pm$ 230	$\pm$ 15	$\mp$ 60	$\pm$ 90	$\pm$ 295	$\mp$ 50	$\mp$ 35	$\pm$ 325
	$\Delta \sigma_y^H$	+ 105	- 90	+ 10	- 60	- 25	- 10	- 25	+ 130	- 65	+ 10	- 55	- 15	- 20	- 5
	$\Delta \sigma_y^B$	$\mp$ 160	$\mp$ 290	$\pm$ 85	$\pm$ 560	$\mp$ 140	$\mp$ 55	$\pm$ 530	$\mp$ 175	$\mp$ 295	$\pm$ 105	$\pm$ 435	$\mp$ 110	$\mp$ 45	$\pm$ 540
1,6	$\Delta \sigma_x^H$	+ 5	- 140	- 75	- 145	- 75	- 55	- 90	+ 85	- 140	- 90	- 110	- 45	- 45	- 75
	$\Delta \sigma_x^B$	$\pm$ 40	$\mp$ 95	$\pm$ 285	$\pm$ 785	$\mp$ 110	$\mp$ 45	$\pm$ 450	$\pm$ 40	$\mp$ 115	$\pm$ 165	$\pm$ 620	$\mp$ 115	$\mp$ 60	$\pm$ 630
	$\Delta \sigma_y^H$	+ 170	- 145	- 70	- 60	- 35	- 40	- 50	+ 260	- 145	- 70	- 130	- 40	- 40	0
	$\Delta \sigma_y^B$	$\mp$ 280	$\mp$ 565	$\pm$ 260	$\pm$ 965	$\mp$ 255	$\mp$ 80	+ 1010	+ 325	$\mp$ 615	$\pm$ 265	$\pm$ 975	$\mp$ 250	$\mp$ 80	$\pm$ 1110
2,4	$\Delta \sigma_x^H$	+ 25	- 185	- 110	- 160	- 115	- 80	- 120	+ 205	- 230	- 130	- 45	- 50	- 70	- 120
	$\Delta \sigma_x^B$	$\pm$ 65	$\mp$ 145	$\pm$ 435	$\pm$ 1060	$\mp$ 150	$\mp$ 55	$\pm$ 630	$\pm$ 55	$\mp$ 170	$\pm$ 375	$\pm$ 895	$\mp$ 170	$\mp$ 95	+ 975
	$\Delta \sigma_y^H$	+ 290	- 195	- 105	- 75	- 55	- 45	- 85	+ 385	- 260	- 170	- 130	- 30	- 45	- 70
	$\Delta \sigma_y^B$	$\mp$ 410	$\mp$ 795	$\pm$ 445	$\pm$ 1350	$\mp$ 345	$\mp$ 105	$\pm$ 1430	$\mp$ 480	$\mp$ 950	$\pm$ 465	$\pm$ 1485	$\mp$ 385	$\mp$ 115	$\pm$ 1765



randspannungen  $\Delta \sigma^B$ . Die Spannungsdifferenzen  $\Delta \sigma$  sind für Druckvorspannung etwas größer als für Zugvorspannungen, eine Tendenz, die bei Kenntnis der Theorie II. Ordnung vom Biegestab mit Normalkraft zu erwarten war. Der Grund für die weitgehende Unabhängigkeit der Spannungsdifferenzen  $\Delta \sigma$  von den Vorspannlasten  $P_V$  ist darin zu suchen, daß die Vorspannlast  $P_V$  vorwiegend Membranspannungen (Primärsystem) in Brückenlängsrichtung hervorruft. Die in Querrichtung auftretenden Primärspannungen sind erheblich kleiner. Die Biegespannungen im Flachblech aus dem Primärsystem sind in beiden Richtungen klein. Demgegenüber wird die Einzellast  $P_E$  vorwiegend durch Querkkräfte und Biegemomente und kleinere Normalkräfte über die weitaus kürzere Stützweite, d. h. in Plattenquerrichtung abgetragen. Die Durchbiegung der nahezu starr eingespannten Platte ist im elastischen Bereich somit sehr klein und der Anteil der durch die Vorspannung abgetragenen Last, die der Vorspannlast und dem Verhältnis von Durchbiegung zu Querrägerabstand proportional ist, ist unbedeutend, so daß sich das Primär- und das Quartärsystem relativ wenig beeinflussen. Das Verhältnis der Biegerandspannungen zu den Membranspannungen wird auch bei Steigerung der Einzellast  $P_E$  bis zu 2,4 t nicht erkennbar kleiner.

Trägt man die jeweils aus den drei Laststufen der Zug- oder der Druckvorspannung gemittelten Spannungsdifferenzen  $\Delta \sigma$  über den Einzellaststufen  $P_E$  auf, so wird eine in etwa lineare Abhängigkeit ersichtlich (die zugehörigen Kurven sind hier nicht wiedergegeben). Eine Ausnahme bildet nur die Kurve des Meßpunktes 9. Die Abweichung vom linearen Verlauf trat aber hier nur bei Druckvorspannung auf. Sie steigerte sich mit den höheren Belastungsstufen von  $P_V$ . Es kann deshalb mit gewissem Recht vermutet werden, daß am Meßpunkt 9 auf Grund einer ungewollten Vorkrümmung eine Beule aufgetreten ist. Dieser Störeinfluß ist bei der weiteren Auswertung für den Meßpunkt 9 durch lineare Extrapolation von der Laststufe  $P_E = 0$  über  $P_E = 0,8$  t eliminiert.

Eine weitere Ausnahme bildet der Meßpunkt 1, bei dem die Messung positive Membranspannungen ergeben hat. Eine widerspruchsfreie Erklärung dieser Erscheinung ist in Bild 7 versucht:

Es ist denkbar, daß auch bei sorgfältiger Aufbringung der Dehnungsmeßstreifen im Meßpunkt 1 die Meßstellen nicht genau übereinanderliegen. Eine unbeabsichtigt versetzte Anordnung kann bei dem in Rippennähe stark abfallenden Spannungsverlauf eine große Abweichung der aus den Meßwerten berechneten Membranspannung gegenüber der wirklich vorhandenen ergeben.

Für die Meßpunkte 3 und 10 lagen nur Meßergebnisse an einer Plattenseite vor. Zur Aufteilung in  $\Delta \sigma^H$  und  $\Delta \sigma^B$  konnte hier jedoch die Beobachtung dienen, daß die Membranspannungen  $\Delta \sigma^H$  infolge  $P_E$  sich von Punkt zu Punkt nur wenig ändern. Für den Meßpunkt 3 wurde daher der Mittelwert aus den Spannungsdifferenzen  $\Delta \sigma^H$  der Meßpunkte 2, 4 und 5 eingesetzt, für den Meßpunkt 10 die Spannungsdifferenz  $\Delta \sigma^H$  des Punktes 9.

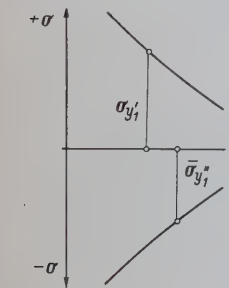


Bild 7. Fehlermöglichkeit bei Ermittlung der Membranspannungen wegen ungewollt versetzter Meßpunkte

In den Bildern 8 und 9 sind die aus den drei Laststufen der Druckvorspannung gemittelten Spannungsdifferenzen  $\Delta \sigma^B$  in einem Schnitt rechtwinklig zu den Längsrippen, in den Bildern 10 und 11 ebenfalls die Biegerandspannungen  $\Delta \sigma^B$  in einem Schnitt in Richtung der Längsrippen aufgetragen. Wegen der Symmetrie zur mittleren Längsrippe in Tragwerk und Belastung durften die Meßpunkte 1 und 2 in das dargestellte Nachbarfeld hineingespiegelt werden. Die interessierenden Spannungen am Rande der Schweißnaht sind in den Bildern 8 und 9 zeichnerisch extrapoliert und durch Unterstreichungen gekennzeichnet.

Zum Vergleich wurden die Biegespannungen einer Platte mit den Abmessungen  $40 \times 10$  cm<sup>2</sup> und der gemessenen Dicke des Flachbleches von 4,26 mm mit starr eingespannten Längsrändern und frei drehbar aufgelagerten Querrändern nach  $\Delta \Delta w = \frac{P}{N}$  berechnet. Dieser Vergleich wurde durchgeführt, obwohl die gemessenen

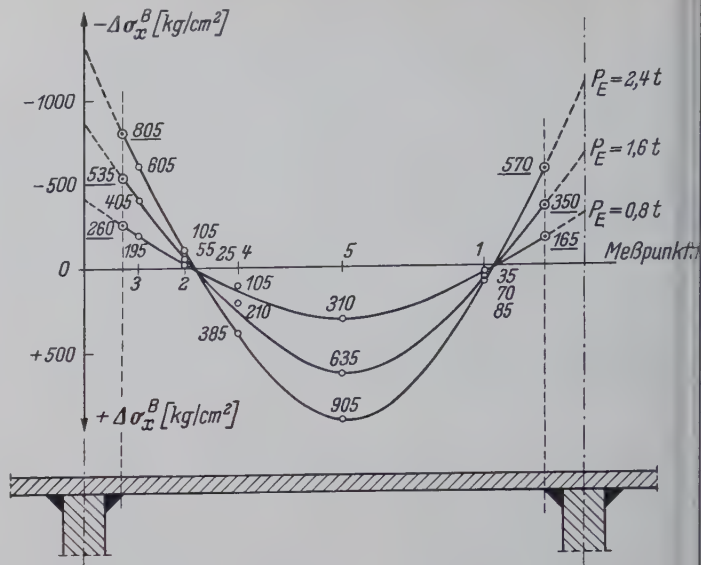


Bild 8. Mittelwerte der Spannungsdifferenzen  $\Delta \sigma_x^B$  in Plattenquerrichtung bei Druckvorspannung, Laststellung I

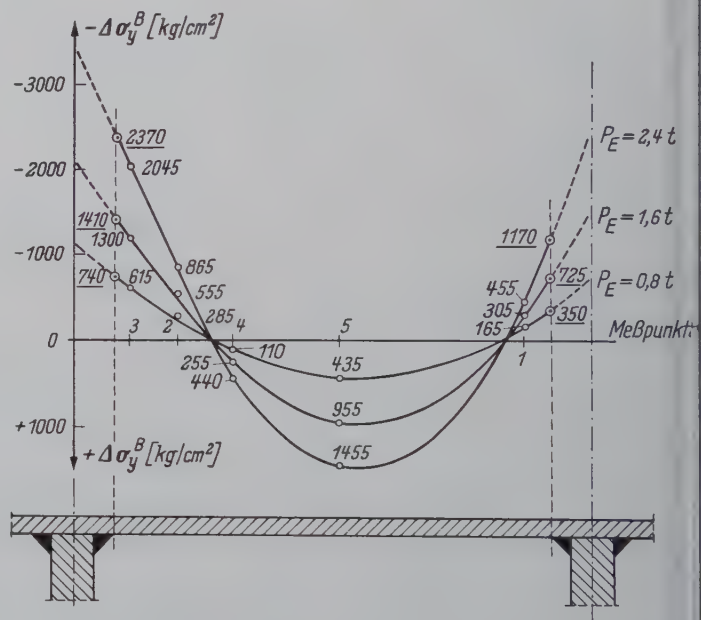


Bild 9. Mittelwerte der Spannungsdifferenzen  $\Delta \sigma_y^B$  in Plattenquerrichtung bei Druckvorspannung, Laststellung I

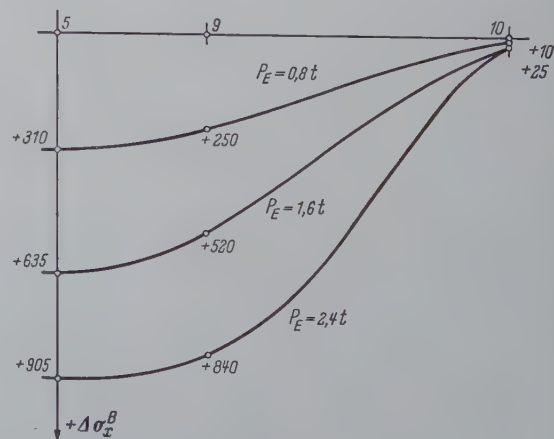


Bild 10. Mittelwerte der Spannungsdifferenzen  $\Delta \sigma_x^B$  in Plattenlängsrichtung bei Druckvorspannung, Laststellung I



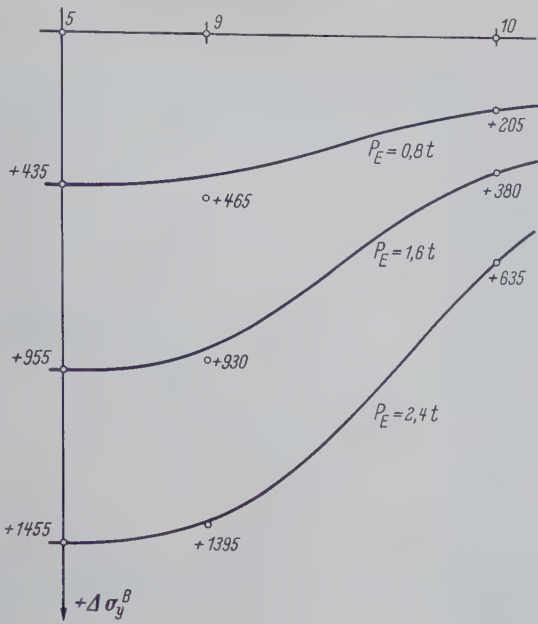


Bild 11. Mittelwerte der Spannungsdifferenzen  $\Delta \sigma_y^B$  in Plattenlängsrichtung bei Druckvorspannung, Laststellung I

Spannungen nicht nach dem Sekundär-, Tertiär- und Quar-  
tärssystem getrennt werden konnten. Wie bei dem Versuch  
wurde die Gleichflächenlast  $p = 10 \text{ kg/cm}^2$  in Plattenquer-  
richtung mittig als Belastungsstreifen über eine Breite von  
8 cm angesetzt; diese Belastung entspricht einer Einzellast  
 $P_E = 1,6 \text{ t}$ . Diese Berechnung ergab für die Biege-  
randspannungen  $\Delta \sigma_x^B$  und  $\Delta \sigma_y^B$  in Feldmitte knapp  $\frac{6}{5}$  der aus der Messung vor-  
liegenden entsprechenden Spannungen  $\Delta \sigma^B$ . Auch am Beginn der  
Schweißnaht waren die rechnerischen Spannungen  $\Delta \sigma_y^B$  größer. Das  
Verhältnis betrug in der Mitte des starr eingespannt angenommenen  
Randes ebenfalls etwa  $\frac{6}{5}$  der zeichnerisch aus den gemessenen  
Spannungen  $\Delta \sigma_y^B$  für diese Stelle extrapolierten Spannungen. Bei  
diesem Vergleich wurde allerdings von den beiden unterschiedlich  
gemessenen Spannungen an den Schweißnähten beiderseits der  
Plattenmitte die größere Spannung am linken Plattenrand nach  
Bild 9 eingesetzt, der infolge symmetrischer Belastung als voll-  
kommen starr eingespannter Rand wirkt. Für  $\sigma_x$  war an diesem  
Rand eine kleine Abweichung vom Versuch in umgekehrter Richtung  
zu verzeichnen.

In Bild 12 sind die in Querrichtung unmittelbar unter der Einzel-  
last  $P_E$  gemessenen Dehnungen für die Flachblechoberseite im  
Bereich der Einspannung dargestellt. In erster Näherung dürften  
die Spannungen diesen Kurven proportional sein, obwohl keine  
zugehörigen Messungen in Längsrichtung vorliegen. Ein Um-  
fassungsrahmen war bei diesen Messungen nicht angeordnet. Die  
Dehnungsmeßstreifen lagen gestaffelt nebeneinander. Eingezeichnet  
sind jeweils die Mittelpunkte der Drahtschleifen in den Gebern als  
Meßpunkte a bis d.

6.32 Laststellung II

Die Auswertung entspricht vollständig derjenigen bei Last-  
stellung I. Auch hier war die Beziehung zwischen den Spannungen  
und der Belastung linear. Auf die Wiedergabe der Spannungskurven  
für die einzelnen Meßpunkte darf deshalb verzichtet werden.

Abweichungen vom linearen Verlauf zeigten die Meßpunkte 13  
und 15. Diese Erscheinung kann bei großen Membranspannungen  
durch die Vorkrümmung entstehen, die die Schweißnähte längs des  
Querträgers durch Schrumpfen hervorrufen.

In den Bildern 13 und 14 sind wie in den Bildern 8 und 9, jedoch  
für die Laststellung II, die Spannungsdifferenzen  $\Delta \sigma^B$  für Druck-  
vorspannung in Querrichtung, in den Bildern 15 und 16 (wie in den  
Bildern 10 und 11) ebenfalls die Biege-  
randspannungen  $\Delta \sigma^B$  in  
Längsrichtung aufgetragen. Die Symmetrie zur mittleren Längsrippe  
läßt auch hier eine Zusammenlegung der Meßpunkte aus zwei ver-  
schiedenen Flachblechfeldern zu. Unterstrichene Spannungen sind

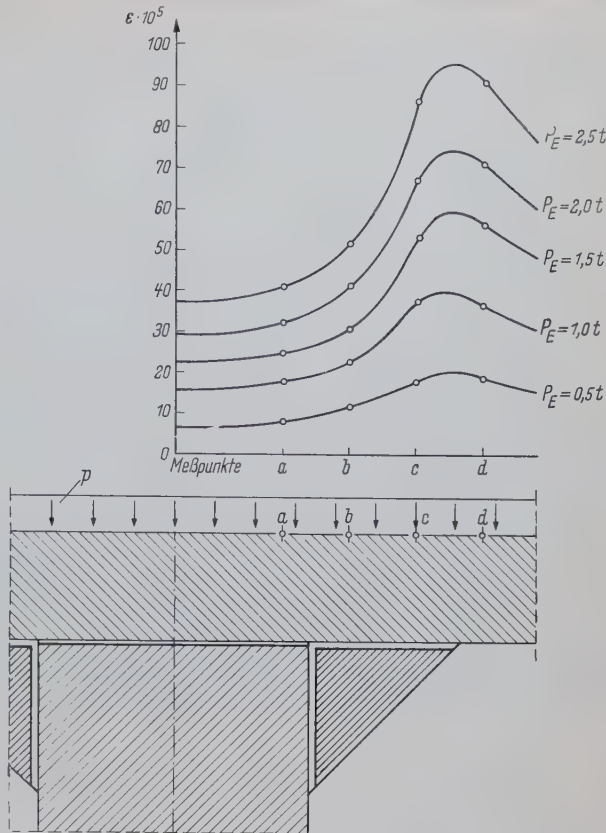


Bild 12. In der Nähe der Schweißnaht gemessene Dehnungen in Plattenquerrichtung, gemessen unmittelbar unter der Einzellast  $P_E$ , Laststellung I

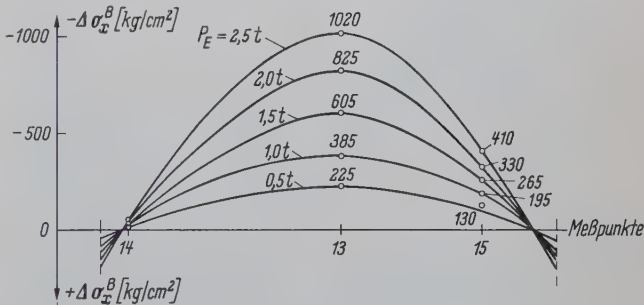


Bild 13. Mittelwerte der Spannungsdifferenzen  $\Delta \sigma_x^B$  in Plattenquerrichtung bei Druckvorspannung, Laststellung II

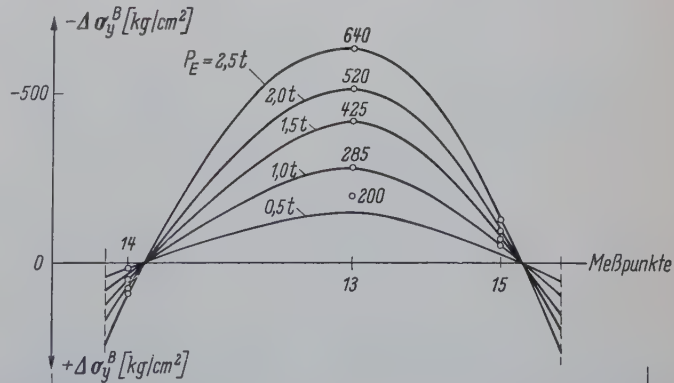


Bild 14. Mittelwerte der Spannungsdifferenzen  $\Delta \sigma_y^B$  in Plattenquerrichtung bei Druckvorspannung, Laststellung II



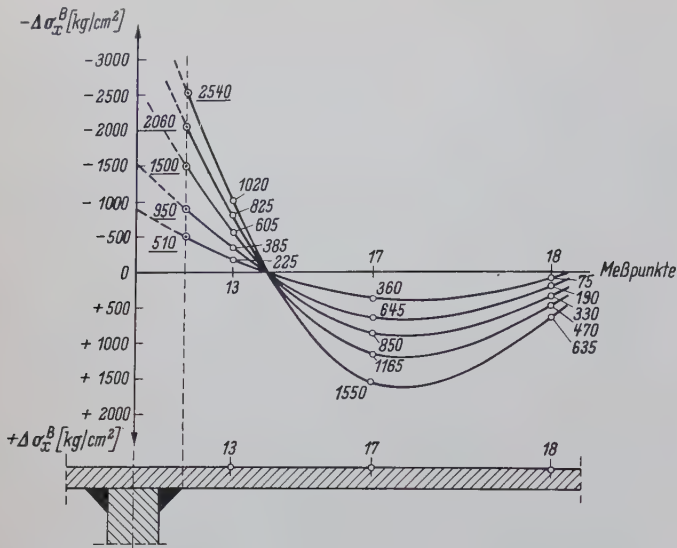


Bild 15. Mittelwerte der Spannungsunterschiede  $\Delta \sigma_x^B$  in Plattenlängsrichtung bei Druckvorspannung, Laststellung II

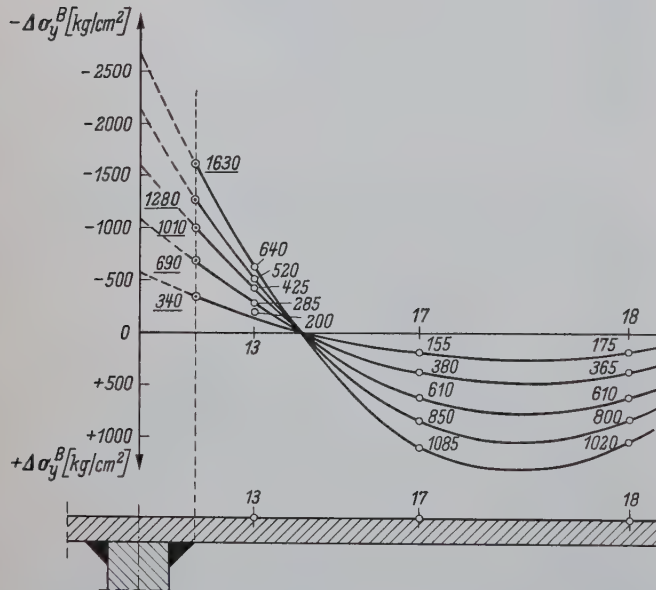


Bild 16. Mittelwerte der Spannungsunterschiede  $\Delta \sigma_y^B$  in Plattenlängsrichtung bei Druckvorspannung, Laststellung II

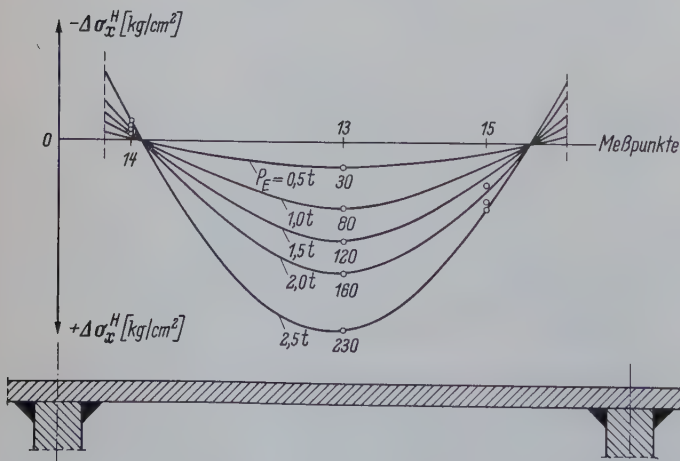


Bild 17. Mittelwerte der Spannungsunterschiede  $\Delta \sigma_x^H$  in Plattenquerrichtung bei Druckvorspannung, Laststellung II

wiederum aus Meßwerten zeichnerisch extrapoliert. In den Bildern 17, 18 und 19 sind die Membranspannungen  $\Delta \sigma^H$  dargestellt, die zusätzlich zu den Primärspannungen bei Aufbringen von  $P_E$  auftreten. Bei der Laststellung II treten größere Werte  $\Delta \sigma^H$  auf als bei der Laststellung I, was durch den Einfluß des hier näherliegenden, steifen Querträgers zu erklären ist.

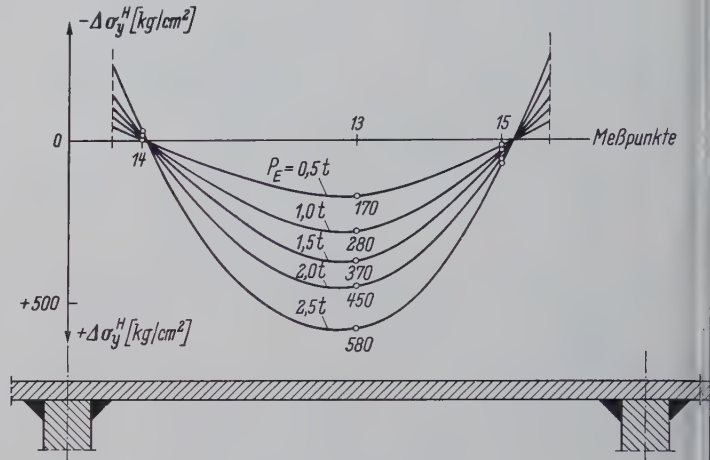


Bild 18. Mittelwerte der Spannungsunterschiede  $\Delta \sigma_y^H$  in Plattenquerrichtung bei Druckvorspannung, Laststellung II

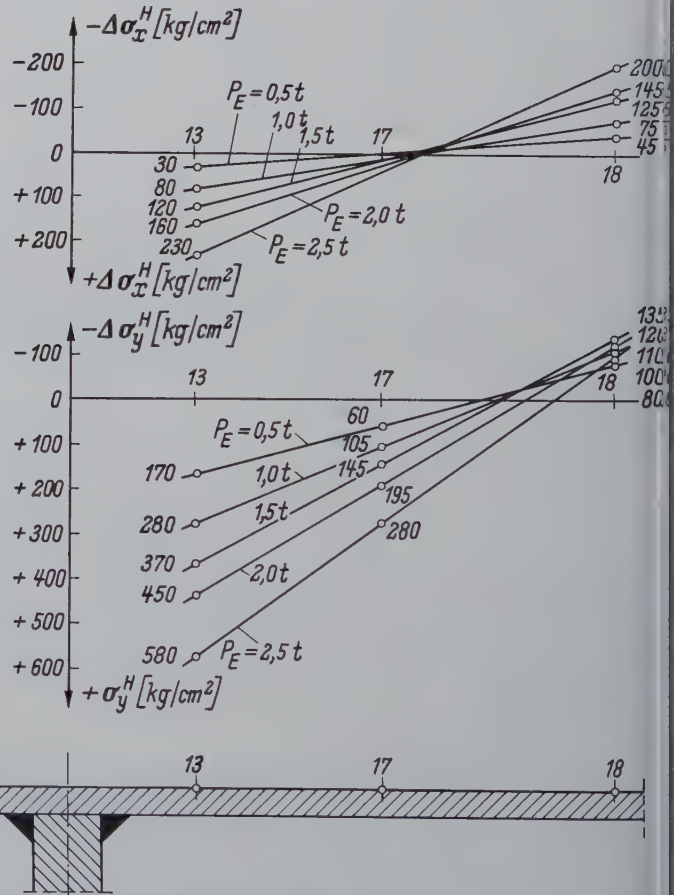


Bild 19. Mittelwerte der Spannungsunterschiede  $\Delta \sigma_x^H$  und  $\Delta \sigma_y^H$  in Plattenlängsrichtung bei Druckvorspannung, Laststellung II

## 7. Traglastversuche und Durchbiegungsmessungen

Beim Traglastversuch betrug die Vorspannlast  $P_V = +29$  ( $\sigma_{v,x} = 1165 \text{ kg/cm}^2$ ). Er wurde an der Stelle „Laststellung I“ durchgeführt. Die Einzellast  $P_E$  hatte eine Aufstandsfläche  $F = 24 \times 8 \text{ cm}^2$ . Ihre Größe wurde zuerst mit einem 15-t-Maßhaken Meßzylinder, bei höherer Last mit einem 50-t-Maßhaken Meßzylinder ge-



messen. Um den Belastungsrahmen II nicht zu gefährden, durfte die aufgebrachte Last maximal  $P_F = 45\text{ t}$  nicht übersteigen, so daß die Traglast des Flachbleches ( $P_T > 45\text{ t}$  oder  $p > 234\text{ kg/cm}^2$ , was dem Zwanzigfachen der genormten Flächenpressung  $\varphi \cdot p$  entspricht) nicht festgestellt werden konnte. In Tafel 4 sind die gemessenen Biegepeile des Flachbleches in Feldmitte

Tafel 4. Durchbiegungen des Flachbleches in Feldmitte bei der Laststellung I

Vorspannbelastung $P_V = + 29\text{ t}$	
$P_E$ (t)	$w_m$ (mm)
1	+ 0,108
3	+ 0,205
4	+ 0,295
5	+ 0,400
7	+ 0,680
10	+ 1,325
15	+ 3,265
20	+ 4,655
25	+ 6,730
35	+ 8,610
40	+ 9,459
45	+ 10,24

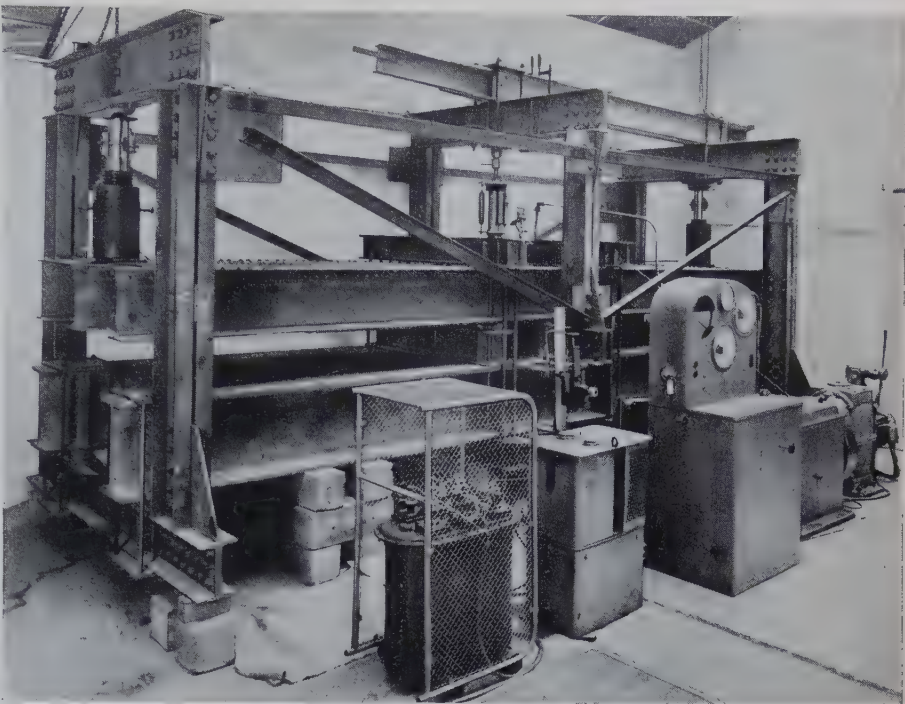


Bild 21. Dauerfestigkeitsversuche 1 und 2 am Flachblech (Versuchsaufbau)

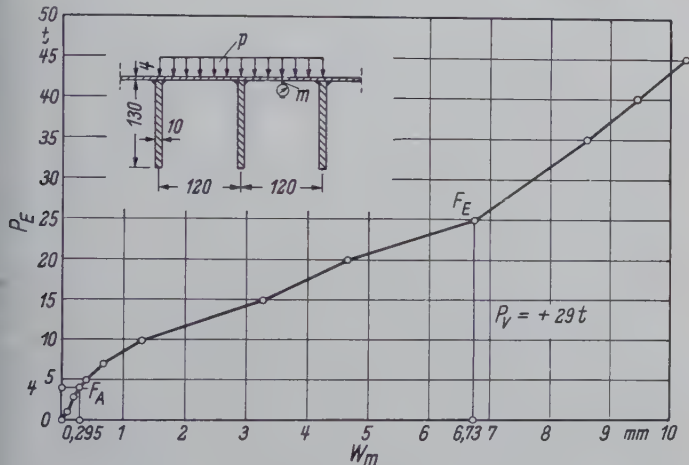


Bild 20. Durchbiegung des Flachbleches in Feldmitte

bei Steigerung von  $P_E$  angegeben und in Bild 20 dargestellt. Für die Laststufe  $P_E = 4\text{ t}$  ( $p = 20,8\text{ kg/cm}^2$ ) ergab sich nach Entlastung noch keine bleibende Verformung des Flachbleches. Dagegen war für die Laststufe  $P_E = 5\text{ t}$  ( $p = 26,0\text{ kg/cm}^2$ ) eine bleibende Durchbiegung meßbar. Als Grenzlaster des elastischen Verhaltens des Fahrbahnbleches kann etwa die Laststufe  $P_E = 4\text{ t}$  gelten, wobei allerdings zu beachten ist, daß sich hier wegen der sich über die Längsrippen erstreckenden Belastungsfläche ein größerer Teil der Last unmittelbar auf die Längsrippen absetzt. In Feldmitte wurde unter der Größtlast  $P_E = 45\text{ t}$  ein Biegepeil von 10,24 mm gemessen.

Nach der Entlastung wurde das Flachblech in Plattenquerrichtung in zwei Plattenfeldern zwischen den Längsträgern zweimal in 8 cm Abstand geschlitzt (punktuierte Linien in Bild 1); zwischen diesen Schlitzten wurde die Einzellast erneut aufgebracht; so war es möglich, wenigstens für das nur in einer Richtung gespannte Flachblech eine Traglast zu erreichen. Die Traglast dieses, nunmehr ausschließlich in Plattenquerrichtung gespannten Flachbleches betrug  $P_E = 40,5\text{ t}$  ( $p = 211\text{ kg/cm}^2 = 18\varphi \cdot p$ ) ebenfalls bei einer Vorlast von  $P_V = + 29\text{ t}$ , deren Vorspannung  $\sigma_{v,x}$  allerdings an der untersuchten Stelle des Flachbleches wegen der Schlitzte ausgeschaltet war.

### 8. Dauerfestigkeitsuntersuchungen am Flachblech

Der Untersuchung der Dauerfestigkeit dienten vier Versuche. Die Versuchseinrichtung für die ersten beiden Versuche ist in Bild 21 dargestellt. Die Vorlast betrug in beiden Fällen  $+ 30,5\text{ t}$  (Vorspannung im Flachblech  $\sigma_{v,x} = 1225\text{ kg/cm}^2$ ). Die zusätzlich aufgebrachte pulsierende Einzellast  $P_P$  hatte nach Ort und Größe die gleiche Belastungsfläche wie die statische Last  $P_E$  bei Laststellung I, auch der Umfassungsrahmen und die Filz- und Gummizwischenlagen waren übernommen worden. Den hydraulischen Pulsator stellte freundlicherweise die M. A. N., Werk Nürnberg, zur Verfügung, wofür an dieser Stelle gedankt sei. Die Frequenz betrug 220 Lastspiele je Minute.

Bei den anderen beiden Versuchen wirkte eine nach Bild 3 aufgebrachte Schwellast  $P_P$  in einem Schenck-Pulsator auf je ein aus dem Mittelfeld der orthotropen Platte herausgeschnittenes Stück. Die Belastungsfläche war durch einen Umfassungsrahmen wie bei den statischen Versuchen festgelegt. Bei diesen Versuchen im Pulsator verursachte das 2 cm dicke Hartgummipolster wegen der hohen Frequenz von 1800 Lastspielen je Minute unerwünschte Stöße und wurde deshalb durch eine Zwischenlage aus Hartpappe ersetzt. Die Hartpappe war an den Rändern entlang den Längsrippen planmäßig dünner als in der Mitte, um die Einzellast  $P_P$  nur auf das Flachblech zu übertragen und eine unmittelbare Belastung der Längsrippen auszuschließen.

Mittels eines Oszillographen wurden die Dehnungen auch während der Dauerversuche abgelesen. Der Genauigkeitsgrad der Dehnungsmessungen bei pulsierender Belastung ist allerdings geringer als bei Dehnungsmessungen unter ruhender Last. Die Ablesegenauigkeit am Oszillographen mit  $\pm 1$  Skalenteil entspricht einem Spannungsfehler von  $\pm 80\text{ kg/cm}^2$ .

#### 3.1 Dauerversuch 1

Die Anordnung der Dehnungsmeßstreifen für die Versuche 1 und 2 zeigt Bild 22. Bei den Schwellasten  $P_P^u = 0,2\text{ t}$  (Unterlast) und  $P_P^o = 2,2\text{ t}$  (Oberlast) betrugen die Flächenlasten  $p_P^u = 1,25\text{ kg/cm}^2$  und  $p_P^o = 13,75\text{ kg/cm}^2 = 1,2\varphi \cdot p$ . Ebenso wie bei den statischen Versuchen wurden die durch die Schwellast  $P_P$  zusätzlich zur Vorspannung aus  $P_V$  auftretenden Spannungsdifferenzen  $\Delta\sigma$  getrennt in Membranspannungsanteil  $\Delta\sigma^H$  und Biegerspannung  $\Delta\sigma^B$  aus den Meßwerten berechnet (Tafel 5). Für den Meßpunkt 2 im Bereich der Feldmomente fällt auf, daß sich die Spannungen bei der Laststufe  $P_P^o = 2,2\text{ t}$  nach einer Lastspielzahl von  $n = 2,2 \cdot 10^6$  wesentlich



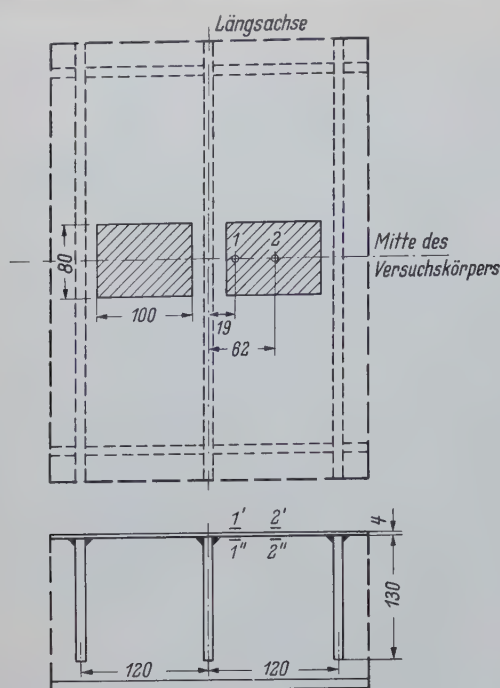


Bild 22. Lage der Meßstellen für die Dauerfestigkeitsversuche 1 und 2

verändert haben (untere Zahlenwerte in Tafel 5). Da im Falle ruhender Last zu gleicher Zeit sowohl noch größere Vorspannbelastungen als auch noch größere Einzellasten in der gleichen Laststellung auf dieselbe Platte eingewirkt hatten, ohne plastische Verformungen hervorzurufen, läßt sich diese Erscheinung schwerlich

Tafel 5. Dauerfestigkeitsversuche am Flachblech einer orthotropen Platte.  
Spannungsdifferenzen

Versuch 1				Versuch 2			
Laststufe (kg)	$\Delta \sigma$ (kg/cm <sup>2</sup> )	1	2	Laststufe (kg)	$\Delta \sigma$ (kg/cm <sup>2</sup> )	1	2
200	$\Delta \sigma_x^H$	- 40	+ 100	200	$\Delta \sigma_x^H$	- 135	- 105
	$\Delta \sigma_x^B$	$\mp$ 55	$\pm$ 100		$\Delta \sigma_x^B$	$\mp$ 10	$\pm$ 280
	$\Delta \sigma_y^H$	- 60	- 145		$\Delta \sigma_y^H$	+ 135	- 280
	$\Delta \sigma_y^B$	$\mp$ 280	$\pm$ 285		$\Delta \sigma_y^B$	$\mp$ 280	$\pm$ 315
2200	$\Delta \sigma_x^H$	+ 65	+ 285	3500	$\Delta \sigma_x^H$	- 300	- 550
	$\Delta \sigma_x^B$	$\pm$ 90	$\pm$ 1205		$\Delta \sigma_x^B$	$\mp$ 435	$\pm$ 2030
	$\Delta \sigma_y^H$	- 205	- 970		$\Delta \sigma_y^H$	- 510	- 1380
	$\Delta \sigma_y^B$	$\mp$ 1675	$\pm$ 1835		$\Delta \sigma_y^B$	$\mp$ 2460	$\pm$ 2265
			$\pm$ 1545				

durch Plastizieren infolge von Nennspannungen deuten. Vielmehr ist hier ein Abbau der Schweißeigenspannungen zu vermuten. Dieser werkstoffmechanische Effekt ist aus Dauerversuchen mit Längsnähten bereits bekannt [3]. Ferner steigen die Spannungen nicht linear mit der Belastung  $P_p$ . Es mag sein, daß beim Dauerversuch örtliche Beulen infolge Vorkrümmung im Flachblech noch störender wirken als bei ruhender Belastung. Die Annahme örtlicher Beulen wäre bei den vorliegenden, verhältnismäßig großen Membrandruckspannungen mit der Spannungstheorie II. Ordnung in Einklang zu bringen und würde die fehlende Linearität erklären.

Nach  $2,2 \cdot 10^6$  Lastspielen wurde der Versuch abgebrochen, ohne daß ein Anriß im Flachblech festzustellen gewesen wäre.

### 8.2 Dauerversuch 2

Die Oberlast  $P_p^o$  wurde auf 3,5 t erhöht, was einer Flächenpressung  $p_p^o = 21,9 \text{ kg/cm}^2 = 1,9 \varphi \cdot p$  entspricht. Die Unterlast und die Krafteinleitung wurden vom Dauerversuch 1 übernommen. Wie im Versuch 1 ist die nichtlineare Beziehung zwischen Last  $P_p$  und Spannungen auch im Versuch 2 feststellbar. Da in beiden Ver-

suchen große Membranspannungen auftraten, könnte die Annahme infolge ungewollter Vorkrümmung auftretender Beulen das nicht lineare Verhalten abermals erklären.

Der erste sichtbare Anriß trat nach  $6,75 \cdot 10^6$  Lastspielen auf und beendete Dauerversuch 2. Es ergab sich im Gegensatz zum Versuch 1 diesmal kein Abfall der Spannungen während des Versuches.

Das Plastizieren infolge von Nennspannungen bei Dauerversuch 1 wird durch den zweiten Versuch wegen der unveränderten Spannungen vollends ausgeschlossen, da die gegen Versuch 1 erhöhte Last  $P_p^o$  kein Fortschreiten des Plastizierens gebracht hat. Die Vermutung, daß im Dauerversuch 1 die Schwellbelastung einen Abbau der Eigenspannungen verursacht haben könnte, wurde durch diesen Versuch gestützt, weil beide Versuche an ein und demselben Versuchskörper durchgeführt wurden und auch die Einzellast  $P_p$  an derselben Stelle des Versuchskörpers angriff. Im Dauerversuch 1 bereits abgebaute Eigenspannungen konnten deshalb im Versuch 2 nicht nochmals störende Dehnungen ergeben. Da die Belastungskraftschlüssig gesteuert wurde und ein Tragsystem sich durch den Abbau der Eigenspannungen nur geringfügig verändern kann, ist anzunehmen, daß am Anfang wie am Ende des Dauerversuches 1 durch die gleichbleibende Querlast  $P_p^o$  Lastspannungen in etwa gleicher Größe hervorgerufen wurden; weiterhin ist zu vermuten, daß keine Schäden an den Dehnungsmeßstreifen vorlagen, da der Dauerversuch 2 ohne den gleichen Effekt verlief. Die Eigenspannungen in der Platte, insbesondere die durch das Schweißen erzeugten, waren bei Beginn des Dauerversuches 1 nicht meßbar und ihre Größe somit unbekannt. Die Veränderung der Dehnungen während des ersten Dauerversuches wäre als ein Maß für die Größe der abgebauten Eigenspannungen zu werten und da im Bereich der Dehnungsmeßstreifen, die außerhalb der vermuteten Eigenspannungsquellen mit plastischen Verformungen liegen, elastisches Verhalten vorausgesetzt werden darf, müßten die mit dem Hookeschen Gesetz berechneten Spannungsänderungen der Wirklichkeit entsprechen. Bemerkenswerterweise sind die so ermittelten Eigenspannungen größenordnungsmäßig ebenso hoch wie diejenigen, die sich aus einer besonderen Eigenspannungsmessung durch Heraustrennen eines Teiles des Flachbleches ergaben, worüber hier nicht näher berichtet werden soll. Es ergaben sich beidemale im Flachblech Eigenspannungen von etwa  $400 \text{ kg/cm}^2$ .

Die Art und die Größe eines Einflusses der Vorgeschichte des Versuchskörpers im Dauerversuch 1 auf die im Dauerversuch 2 ertragene Lastspielzahl kann nicht genau abgeschätzt werden. Da im zweiten Versuch mit wesentlich vergrößerter schwingender Einzellast noch  $6,75 \cdot 10^6$  Lastspiele erreicht wurden, ist zu vermuten, daß beim ersten Versuch die Spannungen nicht über der absoluten Dauerfestigkeit lagen und somit keinen Einfluß auf den zweiten Versuch hatten. Die größten gemessenen Hauptspannungen liegen beim Dauerversuch 2 bei Meßpunkt 2 gemäß Bild 22 an der Flachblechoberseite in Feldmitte mit  $3400 \text{ kg/cm}^2$  und bei Meßpunkt 1 an der Flachblechunterseite mit  $2670 \text{ kg/cm}^2$ , in beiden Fällen sind es Druckspannungen. Die Bruchfläche des Flachbleches verlief im Bereich der Aufstandsfläche entlang der Längsrippe und rechtwinklig zur Flachblechoberfläche.

Ein Dauerbruch tritt stets rechtwinklig zur größten Hauptzugspannung auf, wobei die Kerpsspannungen und Eigenspannungen zu berücksichtigen sind. Einen Anhalt, welche Größe die Hauptzugspannungen in der Bruchfläche erreicht haben, ergibt die Extrapolation über die Flachblechbreite mit Hilfe der für die Punkte 1 und 2 an beiden Flachblechoberflächen gemessenen Spannungen. Da an jeder Oberfläche nur zwei Meßpunkte vorhanden sind, lag es nahe, den Verlauf der Spannungen über die Flachblechbreite affin zum Verlauf der gemessenen Spannungen im statischen Versuch anzunehmen, für den mehr Meßpunkte vorliegen. Man wird vermuten dürfen, daß wegen der Ausrundung des Spannungsverlaufes über den Längsrippen der wirkliche Wert der Nennspannung zwischen dem affin und dem linear extrapolierten Wert liegt. Hieraus erhält man als Abschätzung der erreichten Dauerfestigkeit im Bruchquerschnitt folgende Nennspannungen:

An der Flachblechoberseite (Zug)

$$4620 > \text{vorh } \sigma_D > 3160 \text{ kg/cm}^2,$$

an der Flachblechunterseite (Druck)

$$4475 > \text{vorh } \sigma_D > 3500 \text{ kg/cm}^2.$$



Der einachsige Zugversuch unter ruhender Belastung lieferte als Fließgrenze des dünnen Flachbleches aus St 37  $\sigma_F = 3450 \text{ kg/cm}^2$ ; bei den dickeren Blechen der ausgeführten Platten sind kleinere Fließgrenzen zu erwarten. Die Dauerfestigkeit dürfte also in der Größenordnung der Fließgrenze liegen. Man darf annehmen, daß beim zweiten Versuch im Flachblech in Querrichtung ( $y$ -Richtung) keine großen Eigenspannungen mehr vorhanden waren, da diese im ersten Dauerversuch weitgehend abgebaut wurden. Weiterhin waren an der Bruchstelle aus Vorspannung  $P_V$  und der kleinen Unterlast nur Spannungen vorhanden, die etwa eine Zehnerpotenz kleiner waren als diejenigen aus Vorspannung und Oberlast. Mithin lag für das Flachblech an der Bruchstelle in etwa eine Ursprungsbiegebeanspruchung vor. Die Oberseite des Flachbleches wurde infolge der Last  $P_P$  gezogen und durch die längs des Bruches liegende Schweißnaht nur wenig beeinflusst. An der Unterseite treten zwar infolge der Schweißnaht Kerbwirkungen, Gefügeänderungen und auch Eigenspannungen auf, aber die Biegezugspannung aus der Last  $P_E$  ist hier negativ (Druck), so daß es verständlich ist, daß der Dauerbruch an der Flachblechoberseite begann. Es liegt somit etwa eine Ursprungsbiegefestigkeit ohne Beeinflussung durch die Schweißnaht vor. Versuche zur Ermittlung der Ursprungsbiegefestigkeit wurden bisher an dickeren Blechen oder an Trägern vorgenommen, die einen wesentlich geringeren Abfall der Biegespannungen über die Querschnittshöhe aufwiesen, so daß ein uneingeschränkter Vergleich nicht möglich ist. Der größere Spannungsabfall ist günstiger, dabei ist aber vorausgesetzt, daß noch kein Anriß entstanden ist. Bei Walzträgern ohne Kerben aus St 37 sind auch Ursprungsbiegefestigkeiten erreicht worden, die der Fließgrenze  $\sigma_F$  entsprechen.

### 8.3 Dauerversuch 3

Dehnungen zur Spannungsermittlung wurden bei diesem Versuch nicht gemessen. Die Versuchsergebnisse sind in Tafel 6 zusammengestellt. Bild 23 zeigt den Dauerbruch des Flachbleches. Die Dauerlast, die nach mehreren abgebrochenen Versuchen den Bruch herbei-

führte, hatte bei  $2,2 \cdot 10^6$  Lastspielen eine Oberlast  $P_P^o = 5,2 \text{ t}$  entsprechend  $p_p^o = 32,5 \text{ kg/cm}^2 = 2,8 \varphi \cdot p$ .

### 8.4 Dauerversuch 4

Bild 24 zeigt das aus dem Versuchskörper herausgeschnittene Stück und die Lage der Meßpunkte. Bei diesem Versuch wurden wiederum Dehnungen infolge der Schwellast am Oszillographen abgelesen. Die Schwellast  $P_P$  pendelte zwischen Werten  $P_P^u = 2,5 \text{ t} < P_P < P_P^o = 3,8 \text{ t}$ . Hierzu gehören die Flächenpressungen:

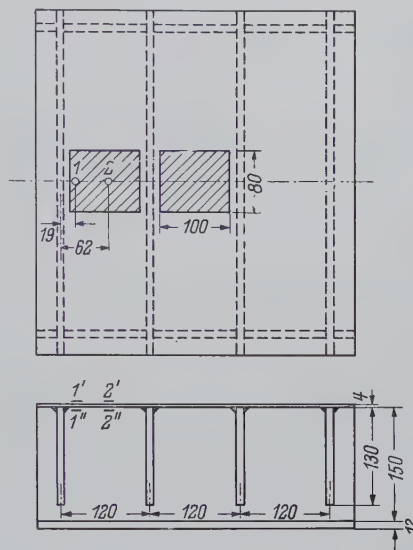


Bild 24.  
Lage der Belastung und der Meßstellen bei dem Dauerversuch 4

$p_p^u = 15,6 \text{ kg/cm}^2$  und  $p_p^o = 23,8 \text{ kg/cm}^2 = 2,0 \varphi \cdot p$ . Es fiel besonders auf, daß die aus den Dehnungen  $\varepsilon_y$  mit Hilfe des Hookeschen Gesetzes berechneten Spannungen zum Teil größer als die Fließspannung  $\sigma_F$  waren. Es muß daraus geschlossen werden, daß plastische Verformungen aufgetreten sind.

Der erste sichtbare Anriß trat bei diesem Versuch nach der Lastspielzahl  $6,14 \cdot 10^6$  auf. Die Platte vermochte jedoch bis zur Lastspielzahl  $6,88 \cdot 10^6$  noch die Schwellast in voller Höhe aufzunehmen. Die Länge des Durchbruches betrug 16,8 cm; er verlief wie bei Versuchen 2 und 3 in Längsträgerichtung, also nicht rechtwinklig zu den großen Spannungen des Primärsystems und damit dieses nicht gefährdend.

### 9. Schlußfolgerungen

Die beschriebenen Belastungsversuche am Modell einer orthotropen Platte ergaben bei Lasten  $P_E$ , die den Radlasten der Regelfahrzeuge nach DIN 1072 nach den Modellgesetzen entsprachen, im Mittel gute Übereinstimmung der gemessenen Quertärspannungen mit den nach der Plattentheorie I. Ordnung berechneten Spannungen. Bei dieser im Vergleich mit der Traglast von über 45 t verhältnismäßig kleinen örtlichen Belastung werden, wie das nahezu lineare Anwachsen der  $\Delta \sigma^H$  in Tabelle 3 zeigt, kaum Membranspannungen nach der Theorie II. Ordnung geweckt und die örtlichen Lasten erzeugen deshalb bevorzugt Biegespannungen. Auch dies stimmt mit der Theorie insofern überein, als für das vorliegende Verhältnis Durchbiegung zu Plattendicke nach der von Nádai [4] für Kreisplatten angegebenen Näherungsformel noch keine erkennbare Abweichung von der Theorie I. Ordnung auftreten darf. Erst bei etwa dem doppelten Wert der auf das Modell umgerechneten Regellasten treten erstmals plastische Formänderungen auf, die bei weiterer Laststeigerung zu größeren Durchbiegungen führen; zugleich mit diesen großen Durchbiegungen werden entsprechend den dazugehörigen Dehnungen an den elastisch festgehaltenen Rändern der Platte horizontale Festhaltekräfte rechtwinklig zu den Rändern in der Plattenebene hervorgerufen. Das Produkt aus den Festhaltekräften und den Durchbiegungen als Hebelarmen kann von den nach der Plattentheorie I. Ordnung berechneten Momenten näherungsweise abgesetzt werden. Durch diesen Tragmechanismus wird bei vorwiegend ruhender Belastung die Traglast noch wesentlich größer als sie bei einem Spannungsnachweis mit ausschließlicher Anwendung der klassischen statischen Methoden werden würde. Hier wäre

Tafel 6. Ergebnisse des Dauerversuchsversuches 3

Schwellast		Lastspielzahl $n$	Bemerkungen
Unterlast $P_P^u$ [t]	Oberlast $P_P^o$ [t]		
0,9 $(p_p^u = 5,6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2})$	2,7 $(p_p^o = 16,9 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2})$	$5 \cdot 10^6$	Kein sichtbarer Anriß erkennbar Versuch wurde abgebrochen.
0,9 $(p_p^u = 5,6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2})$	3,4 $(p_p^o = 21,2 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2})$	$5 \cdot 10^6$	Kein sichtbarer Anriß erkennbar Versuch wurde abgebrochen.
1,2 $(p_p^u = 7,5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2})$	5,2 $(p_p^o = 32,5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2})$	$2,2 \cdot 10^6$	Dauerbruch längs der Längsträger

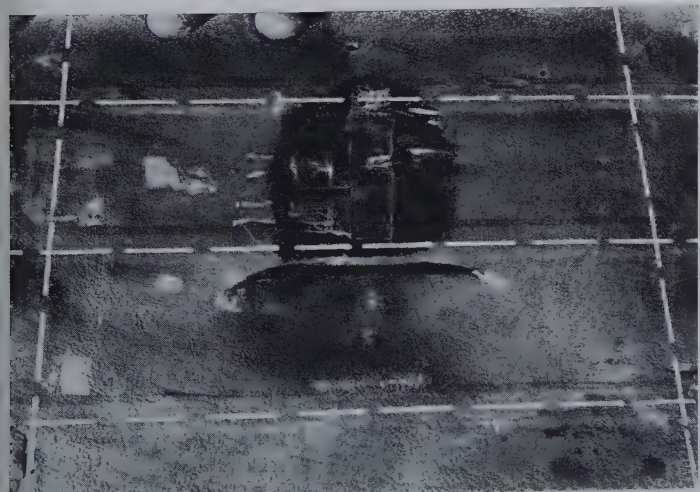


Bild 23. Dauerbruch des Flachbleches. Die Lage der Querträger und Längsrippen ist eingezeichnet



auf die Versuche an Flachstäben und orthotropen Platten hinzuweisen, die ebenfalls im Institut für Statik und Stahlbau der Technischen Hochschule Darmstadt durchgeführt wurden [1].

Bei der außergewöhnlichen Größe der Traglast (im vorliegenden Fall mehr als 45 t am Modell bei Zugvorspannung  $\sigma_{vx} = 1210 \text{ kg/cm}^2$ ) ist es statisch vertretbar, bei ruhender Belastung die Quartärspannungen im Spannungsnachweis gegenüber  $\sigma$  (der auf der Sicherheit gegen Fließen beruht, das hier erst den Beginn des günstigen Tragzustandes darstellt) in der Spannungsbilanz außer acht zu lassen.

Die Berechnung der Quartärspannungen nach der Plattentheorie I. und auch II. Ordnung für einen elastischen Werkstoff wird dem Tragmechanismus des Flachbleches im Zusammenwirken mit Längsrippen und Querträgern aus einem Werkstoff mit einem Hooke-schen, einem Fließ- und einem Verfestigungsbereich nicht annähernd gerecht. Ein Berechnungsverfahren für dieses komplexe Verhalten ist aber weder abzusehen noch für die Praxis interessant, da die Untauglichkeit der Fahrbahn hier nicht durch den Bruch eines Konstruktionsteiles, sondern durch zu große Verformungen herbeigeführt wird.

Die vorstehend beschriebenen Versuche bestätigen aber auch, daß die Primärspannungen (von rechnerisch  $-1225 \text{ kg/cm}^2$  bis  $+1585 \text{ kg/cm}^2$ ) in weiten Grenzen schwanken können, ohne die Größe der Sekundär- bis Quartärspannungen im Flachblech wesentlich zu beeinflussen. Ein nur schwach ausgeprägter Zusammenhang besteht darin, daß die Spannungen aus dem Sekundär- bis Quartärsystem bei Zugvorspannungen  $P_V$  (Primärsystem) algebraisch kleiner sind als bei Druckvorspannungen. Dies erklärt sich aus der Lastabtragung der Einzellasten, die vornehmlich quer zu den Längsrippen, d. h. rechtwinklig zur Richtung der großen Primärspannung in Brückenlängsachse erfolgt.

Da die Plastizierungen beim Dauerversuch keine wesentliche Erhöhung der Tragfähigkeit bringen können, liegen die Oberlasten der Schwellfestigkeit bei  $P_p^0 = 5 \text{ t}$ , bei welcher Last auch im statischen Versuch die ersten meßbaren bleibenden Dehnungen festgestellt werden konnten. Die obere Schwelllast von 3,5 t (bei einer Vorspannung von  $+1225 \text{ kg/cm}^2$  im Flachblech) erreichte eine Lastspielzahl von  $6,75 \cdot 10^6$ . Es ergibt sich mit der Vergleichszahl  $\varphi \cdot P_{\text{Modell}} = 1,86 \text{ t}$  für das Flachblech noch eine rechnerische Sicherheit von 1,88. Für dieses Anfangsglied in der Reihe der lastabtragenden Bauteile ist die Wahrscheinlichkeit, die Höchstlast zu erreichen, größer als für alle weiteren Glieder. Während ein Lastenzug in einem Schnitt des Hauptträgers bei der Fahrt über die Brücke nur einmal die Höchstspannung hervorruft, kann unter sonst gleichen Umständen in dem Schnitt des Flachbleches, wo der Dauerbruch aufgetreten ist, jede Achse des Lastenzuges die Höchstspannung hervorrufen. Mithin treten hier bei einer Überfahrt soviel Lastspiele auf, wie der Lastenzug Achsen hat. Nach den bis zum Dauerbruch erreichten Lastspielen von etwa 6,5 Millionen darf angenommen

werden, daß die Dauer bis zum Eintritt des Bruches nicht kürzer sein wird als beim Hauptträger, wenn berücksichtigt wird, daß erstens der Asphaltbelag die Einzellast noch stärker verteilt als die Zwischenlage aus Hartpappe beim Dauerversuch, zweitens die Abweichung der tatsächlichen Radspur von derjenigen, die an der Stelle des Dauerbruches die rechnerische Höchstspannung hervorruft, für das Flachblech im stärkeren Maße spannungsniedrigend wirkt als für den Hauptträger. Drittens ist es sehr unwahrscheinlich, daß jedes Rad mit seinem ganzen Schwingbeiwert wirkt, was hier insofern besonders ins Gewicht fällt, als der Schwingbeiwert mit  $\varphi = 1$ , nach dem Entwurf zur neuen DIN 1073 ein Maximum aller für die verschiedenen Bauteile einer Brücke in Betracht kommenden Schwingbeiwerte bedeutet. Viertens ist dabei zu beachten, daß der Dauerbruch längs der Längsrippe — also nicht rechtwinklig zu den Primärspannungen — nicht zu der hohen Gefahrenklasse der Dauerbrüche des Hauptträgers gehört, leicht festgestellt und mit geringem Aufwand wieder zugeschweißt werden kann.

Daß die orthotrope Platte eine so relativ hohe Dauerfestigkeit ihres Flachbleches ergab, erklärt sich aus dessen großer Elastizität und der Lage der Schweißnaht auf der Druckseite des für den Dauerbruch maßgebenden Biegediagrammes. Durch die relativ große Elastizität des Flachbleches wird auch ein gewisser Spannungsausgleich in der Bruchfläche des späteren Dauerbruches längs der Längsrippe unterstützt, was beispielsweise im Zuggurt eines dauerbeanspruchten Trägers ausschaltet. Stark elastische Systeme sind aber in der Lage, dauerbruchfördernde „Kreislauftörungen“, die vor allem durch Kerbwirkungen hervorgerufen werden, zu umgehen. Deshalb sind auch größere Dehnlängen bei gleichgroßen Spannungen ein bewährtes Mittel zur Erhöhung der Dauerfestigkeit. Auf diesem Wege ist bei dauerbeanspruchten Schrauben die Widerstandsfähigkeit gegen Dauerbruch, insbesondere unter begleitender Stoßbeanspruchung, erheblich gesteigert worden.

Es kann danach empfohlen werden, auf die Bemessung des Flachbleches auf Schwellzugfestigkeit ebenfalls zu verzichten. Das Risiko ist hier keinesfalls größer als bei den Fahrbahnträgern und Hauptträgern.

Aber selbst die  $6,75 \cdot 10^6$ mal ertragene Schwelllast von 3,5 t kann nicht ausgenutzt werden, wenn die dazugehörigen Durchbiegungen und Dehnungen des Flachblechs die Haltbarkeit der bisher üblichen Fahrbahnbeläge insbesondere bei Schwellbeanspruchung und niedriger Temperatur in Frage stellen. Somit muß die Durchbiegung des Flachbleches als Träger des Fahrbahnbelages beschränkt werden.

Nach bisherigen Erfahrungen führt  $\max w = \frac{l}{300}$  bei sorgfältiger

Herstellung des Fahrbahnbelages nicht zu Schäden. Als Stützweite ist hierbei der Längsrippenabstand einzuführen. Weitere Versuche mit Fahrbahnbelägen wären erwünscht, weil zu vermuten ist, daß für bestimmte Beläge, wie etwa Kunststoffbahnen, auch noch größere Durchbiegungen zugelassen werden könnten. Wird die wirkliche

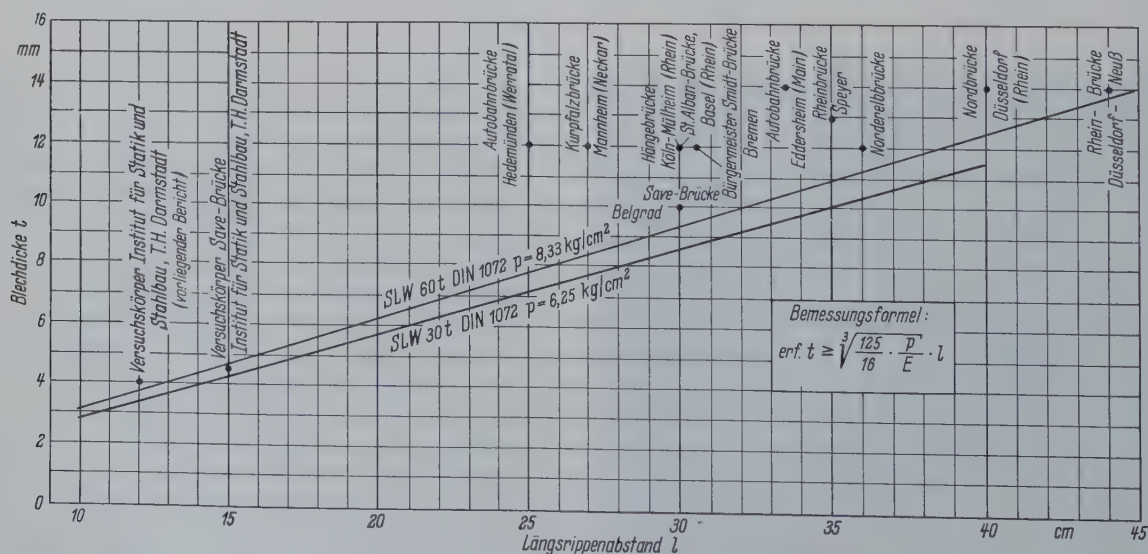


Bild 25. Vergleich der Mindestdicke  $t$  des Flachbleches nach der Bemessungsformel mit den Flachblechdicken ausgeführter orthotroper Platten



Durchbiegung in Feldmitte des Fahrbahnbleches zu etwa  $\frac{5}{6}$  des Wertes angenommen, den der unendlich lange beiderseits starr eingespannte Plattenstreifen mit  $\mu = 0$  unter Vollast rechnerisch ergäbe, so erhält man aus diesen Beziehungen die Bemessungsformel für die Dicke des Flachbleches einer orthotropen Platte mit Einsteglängsrippen [1]:

$$t_{\text{erf}} = l \sqrt[3]{\frac{125}{16} \cdot \frac{p}{E}}$$

Hierbei ist  $p$  die vorgeschriebene Pressung unter der Radlast ohne Schwingbeiwert  $\varphi$ ; für den Schwerlastwagen 60 t beträgt sie beispielsweise  $8,33 \text{ kg/cm}^2$ . Bild 25 gibt einen Vergleich der so errechneten Flachblechdicken mit den Dicken bei ausgeführten Brücken.

## Die Konstruktion des unteren Fahrbahndecks der George-Washington-Brücke

Von Dipl.-Ing. Gabriel Páll, Philadelphia, Pa./USA

DK 621.757 : 624.5

### 1. Einleitung

Im Oktober 1931 war die George-Washington-Brücke, die erste Überbrückung des Hudson bei New York, dem Verkehr übergeben worden. Mit einer Mittelöffnung von rund 1067 m war sie zu jener Zeit die am weitesten gespannte Hängebrücke der Welt, und sie wird, wie aus Tafel 1 ersichtlich, auch derzeit nur von zwei amerikanischen Hängebrücken an Größe übertroffen<sup>1)</sup>.

Die George-Washington-Brücke liegt im Zuge der 178. und 179. Straße New Yorks und dient als Straßenverbindung zwischen der Manhattanhalbinsel und den nördlichen Vororten von New Jersey (Bild 1). Das Bauwerk wurde schon ursprünglich so geplant, daß es in zwei Ausbauabschnitten ausgeführt werden konnte, und damit war die Möglichkeit gegeben, sich den wachsenden Verkehrsbedürfnissen durch weiteren Ausbau des Überbaues (durch die Anordnung eines zweiten, unteren Fahrbahndecks), sowie der Zufahrtstraßen und Rampenbauwerke weitgehend anzupassen, gleichzeitig aber eine bedeutende Kostenersparnis in der ersten Ausbaustufe zu

Ist die Dicke des Flachbleches auf diese Weise bestimmt, so wäre im Flachblech der Spannungsnachweis gegenüber  $\sigma$  nur noch für die Primär-, Sekundär- und Tertiärspannungen zu führen. Die Quartärspannungen dürfen bei diesem Spannungsnachweis ohne Bedenken unberücksichtigt bleiben.

#### Schrifttum

- [1] Klöppel, K.: Über zulässige Spannungen im Stahlbau. Veröffentlichungen des Deutschen Stahlbau-Verbandes, Heft 6. Stahlbau-Verlags-G.m.b.H., Köln 1958, S. 9.
- [2] Klöppel, K.: Zur orthotropen Platte aus Stahl. Festschrift Köln-Mülheim 1951, S. 78.
- [3] Klöppel, K.: Sicherheit und Güteanforderungen geschweißter Stahlkonstruktionen. Schweißen und Schneiden 6 (1954), Sonderheft S, S. 38.
- [4] Nádaï, A.: Die elastischen Platten. Verlag Julius Springer Berlin 1925, S. 297.

erzielen. Dementsprechend waren die als endgültig vorgesehenen Bauteile, wie Gründungen und Verankerungsblöcke, Pylone, Tragkabel und Hängeseile für die Gesamtbelastung des endgültigen Ausbaues entworfen worden. Man hat später lediglich geringe Änderungen der Originalannahmen vorgenommen.

Fast dreißig Jahre sind vergangen, seitdem der erste Ausbau im Jahre 1931 fertiggestellt und die Brücke in dieser Form dem Verkehr übergeben worden war. Beachtenswert ist, daß die Washingtonbrücke die erste größere Hängebrücke war, bei der für den ersten Ausbau kein Versteifungsträger vorhanden war. Das Bauwerk stellte damit eine unversteifte Hängebrücke dar. Der großen Spannweite und der riesigen toten Last wegen wurde nämlich der Versteifungsträger — jedenfalls für den ersten Ausbauabschnitt — als überflüssig betrachtet, da das Eigengewicht der Tragkabel und der Fahrbahnkonstruktion genügen sollten, keine bedeutende Durch-

Tafel 1. Die größten Hängebrücken der Welt

Baujahr	Brücke	Ort	Stützweiten in m		Gesamtlänge in m
			Mittel-feld	Seiten-felder	
1937	Golden Gate	San Francisco, Calif., USA	1281	343, 343	1967
1957	Mackinac	Mackinac Straits, Mich., USA	1158	548, 548	2542
1931/62	George Washington	New York, N. Y., USA	1067	198, 186	1451
1950	Neue Tacoma	Tacoma Narrows, Wash., USA	854		
1926	Florianapolis*)	Florianapolis, Brasilien	340		

\*) Die größte Kettenhängebrücke der Welt.

biegung infolge der verhältnismäßig geringen Verkehrslasten auftreten zu lassen; erst für die endgültige, zweigeschossige Brückenform wurde ein Fachwerkversteifungsträger vorgesehen (Bild 2).

Die Gesamtkosten für den ersten Ausbau der George-Washington-Brücke, Zufahrtstraßen und Rampenbauwerke inbegriffen, beliefen sich damals auf 54 860 000 US-Dollars. Damit war eine neue Verkehrsader von Nord-Manhattan hinüber nach New Jersey geschaffen worden, deren verkehrsanziehende Wirkung sich bald bemerkbar machte.

Im Bestreben, den Forderungen des zunehmenden Straßenverkehrs gerecht zu werden und die Leistungsfähigkeit der Brücke dem Verkehrsbedürfnis anzupassen, hat man zuerst die ursprünglich dreispurig vorgesehene mittlere Fahrbahn der vorhandenen oberen Fahrbahndecke ausgebaut, und zwar derart, daß bei der neuen Anordnung der Fahrbahnen und Trennstreifen ein Befahren der Brücke mit 8 Spuren möglich war (Bild 3b).

Inzwischen wurde die Verkehrsintensität in der Innenstadt New York von Jahr zu Jahr größer, und dementsprechend hat auch der Brückenverkehr erheblich zugenommen. Im Jahre 1957 hatte z. B. dieses wichtige Verbindungsglied eine Beanspruchung von 36 Millionen Fahrzeugen. Aus der Erkenntnis heraus, daß es sich in erster Linie um ein Verkehrsproblem handelt, sind gründliche und eingehende Verkehrsuntersuchungen durchgeführt worden. Hierbei konnte festgestellt werden, daß das vorhandene obere Fahrbahndeck

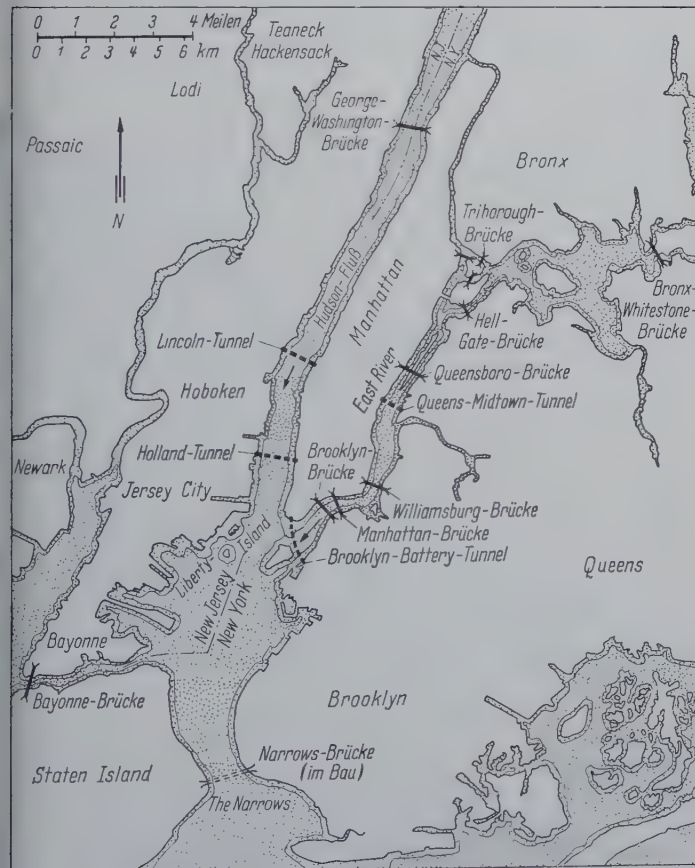


Bild 1. Lageplan von New York und Umgebung

<sup>1)</sup> Die zur Zeit im Bau befindliche Narrows-Bridge in New York wird eine Spannweite von 1300 m haben (vgl. Stahlbau 29 (1960) H. 10, S. 297).



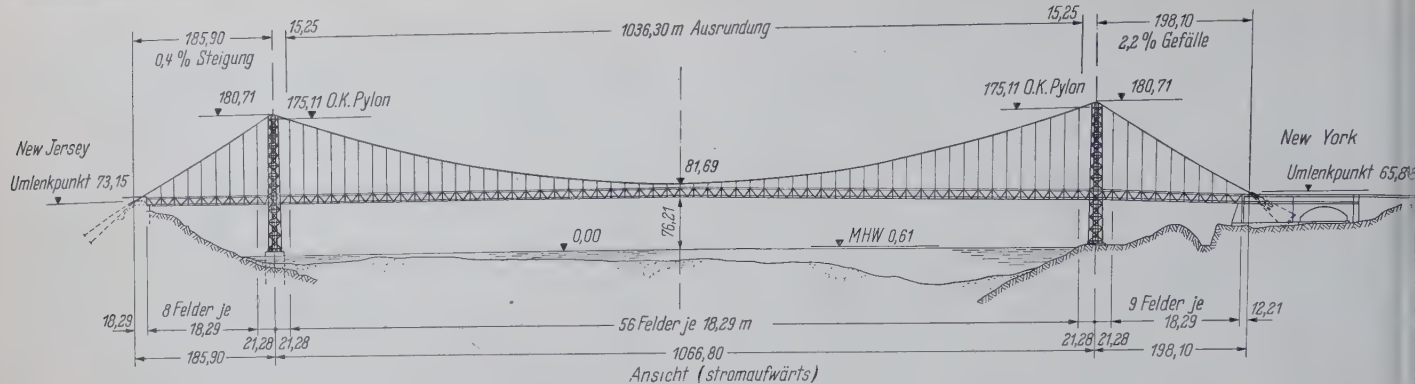


Bild 2. Übersicht der George-Washington-Brücke (endgültiger Ausbau)

für den zunehmenden Verkehr der Nachkriegsjahre und besonders für den der 50er Jahre längst nicht ausreichend war. Die unzureichenden Straßen- und Brückenverhältnisse waren der Grund zu andauernden Verkehrsstockungen und auch zu der verstärkten Häufigkeit von Verkehrsunfällen. Unter diesen Umständen faßte die New Yorker Hafenbehörde den Beschluß, den Bau des Unterdecks der George-Washington-Brücke, zusammen mit den entsprechenden Rampen- und Vereinigungsbauwerken, Anfahrtstraßen und anderen Verkehrsanlagen in Angriff zu nehmen.

Mit den Vorbereitungen für die Montage der Stahlkonstruktion des zweiten Brückengeschosses wurde im Frühjahr 1959 begonnen; die ersten Konstruktionselemente wurden im Januar 1960 eingebaut, und im Juni 1960 wurde die Stahlmontage des unteren Fahrbahndecks beendet. Die Fahrbahnplatte des Unterdecks sowie die zusätzlichen Verkehrsanlagen an beiden Ufern befinden sich zur Zeit noch im Bau. Mit dem Abschluß der Arbeiten für das Gesamtprojekt ist im Jahre 1962 zu rechnen.

Da über den ersten Ausbau der George-Washington-Brücke bereits ausführlich berichtet wurde (siehe Schrifttum), befaßt sich dieser Aufsatz ausschließlich mit der Stahlkonstruktion und allgemeinen Gestaltung des zweiten oder unteren Fahrbahndecks.

## 2. Der Entwurf

### 2.1 Allgemeine Beschreibung

Die George-Washington-Brücke ist eine erdverankerte Hängebrücke mit am Fuß eingespannten fachwerkförmigen Stahlpylonen. Der Überbau selbst weist eine Mittelöffnung von 1066,80 m (56 Felder von je 18,29 m und 2 Felder von je 21,28 m) und zwei Seitenöffnungen von 185,90 m ( $18,29 + 8 \times 18,29 + 21,28$  m) auf der New Jersey-Seite und 198,10 m ( $21,28 + 9 \times 18,29 + 12,21$  m) auf der New Yorker Seite auf. Das Pfeilverhältnis des Hängegurtes betrug  $f/l = 1/11,1$  für den ersten Ausbau (nur Oberdeck ausgeführt) und ergibt den etwas größeren Wert von  $f/l = 1/10,8$  für die endgültige zweigeschossige Konstruktion (Bild 2).

Die Pylone bestehen aus einem tragenden Stahlfachwerk, das oberhalb und unterhalb der Fahrbahnen mit portalartigen Verbindungen versehen ist und dessen Oberkante etwa 175,11 m über dem Meeresspiegel liegt.

Die Höhenlage der beiden Fahrbahnen wurde so gewählt, daß die Schifffahrt auch mit dem eingebauten Versteifungsträger auf keine Weise behindert wird. Die Unterkante des Versteifungsfachwerkträgers liegt in Brückenmitte 75,60 m über MHW und 76,21 m über dem Meeresspiegel. Die Gradienten verläuft in den beiden Seitenfeldern als Gerade mit 0,4 % Steigung auf der Westseite (New Jersey) und 2,2 % Gefälle auf der Ostseite (New York). Dazwischen ist die Fahrbahn nahezu auf der ganzen Länge der Mittelöffnung vertikal gekrümmt. Der Scheitel der Ausrundung, deren Länge 1036,30 m beträgt, liegt in der Mitte der Hauptöffnung.

Die Netzhöhe des Versteifungsträgers beträgt 9,12 m und entspricht ungefähr  $1/117$  der Hauptöffnung.

Den Brückenquerschnitt mit seinen zwei Fahrbahndecken zeigen Bilder 3 a und 3 b. Dem Originalentwurf entsprechend ergaben sich auf dem Oberdeck drei nebeneinanderliegende Fahrbahnen von 8,76, 9,30 und 8,76 m mit insgesamt sieben Spuren und einer Gesamtbreite von 27,43 m zwischen den beiderseitigen Bordsteinen. Die begrenzenden Fußwege wurden je 3,26 m breit vorgesehen (Bild 3 a). Im Jahre 1931 waren erst die zwei seitlichen Fahrbahnen dem

Verkehr eröffnet worden, und nur die als dreispurig geplante mittlere Fahrbahn sollte, jedenfalls dem ersten Entwurf nach, später ausgebaut werden. Dieser Ausbau wurde, wie bereits erwähnt, in etwas geänderter Anordnung durchgeführt, wobei das Befahren des oberen Decks mit drei Fahrbahnen (von 9,83, 6,86 und 9,83 m) und insgesamt acht Fahrspuren ermöglicht wurde. (Auch in diesem Zustand beträgt die Gesamtbreite der Straßenfahrbahn zwischen den Bordsteinen 27,43 m.) Während man beim Originalentwurf das für den zweiten Ausbauabschnitt vorgesehene Unterdeck für schweren Schnellbahnverkehr auf vier Gleisen entworfen und berechnet hatte, ist dieser Plan auf Grund der später durchgeführten Verkehrsuntersuchungen fallengelassen worden. Im heutigen Zustand hat das zweite Brückendeck sechs Spuren auf zwei Fahrbahnen von je 10,97 m Breite. Zwischen diesen können, entsprechend dem Verkehrsbedürfnis, eventuell noch zwei Schnellbahngleise untergebracht werden; in diesem Falle muß aber die Zahl der Fahrbahnspurten auf vier herabgesetzt werden (Bild 3 b).

Das Tragband besteht aus vier, im Luftspinnverfahren hergestellten Paralleldrahtkabeln, die, je zwei nebeneinander liegend, symmetrisch zur Brückenachse angeordnet sind und einen Hauptträgerabstand von 32,30 m ergeben. Jedes der vier Tragkabel setzt sich aus insgesamt 26 474 5-mm-Einzeldrähten zusammen, mit einem nutzbaren Stahlquerschnitt von 5161 cm<sup>2</sup> und mit einem Kabeldurchmesser von rund 91 cm.

### 2.2 Statik, Lastannahmen und Baustoffe

Die grundsätzliche Ausbildung der Brücke mit allen wesentlichen Abmessungen ist in Bild 2 dargestellt. Das statische System der Konstruktion ist eine echte Hängebrücke (Tragband in Ankerblöcken verankert), im ersten Ausbau unversteift, im zweiten Ausbauabschnitt mit einem dreiteiligen, frei aufliegenden Versteifungsfachwerkbalcken versehen, der an die Tragkabel durch die Hängestangen in allen drei Feldern aufgehängt ist. Die kurzen Hängen in der Brückenmitte halten den Versteifungsträger ausreichend sicher in seiner Mittellage fest, und dadurch wird das sehr erhebliche Wärmespiel bei den Pylonen auf die Hälfte herabgesetzt. Die Obergurte der beiden Versteifungsbalken wurden bereits im ersten Ausbauabschnitt eingebaut. Sie dienen gleichzeitig als Gurte des schon für die unversteifte Brücke vorgesehenen kräftigen Windverbandes, der unmittelbar unter dem Oberdeck liegt. Demnach wurden in der zweiten Ausbaustufe die beiden Versteifungsfachwerkträger durch Hinzufügen steigender und fallender Diagonalen, der Pfosten und Untergurte mit einem Knotenpunkt Abstand von 9,145 m hergestellt. Dabei schloß man die Knotenanschlüsse den Untergurte erst nach dem Anziehen der Nachstellmutter an dem Hängestangen und nach dem Einstellen der Rollenlager auf dem Pylonenköpfen, so daß bei einer mittleren Aufstellungstemperatur von 10° C der Versteifungsträger kein Biegemoment erhält und die ständige Last vom Tragband aufgenommen wird.

Da es für die Bemessung großer Hängebrücken keine einschlägigen Vorschriften in den USA gab, wurden für die Berechnung des Haupttragssystems mit dem Bauherrn besondere Vereinbarungen getroffen. Dementsprechend sollten die Verkehrslasten, abhängig von einer wachsenden Belastungslänge und der Anzahl der belasteten Spuren vermindert werden, von der Erwägung ausgehend, daß eine Vollbelastung sämtlicher Fahrbahnspurten auf die ganze Brückenlänge von 1451 m einen kaum jemals auftretenden Ausnahmefall darstellt. Für die Bemessung von Baugliedern des Haupt-



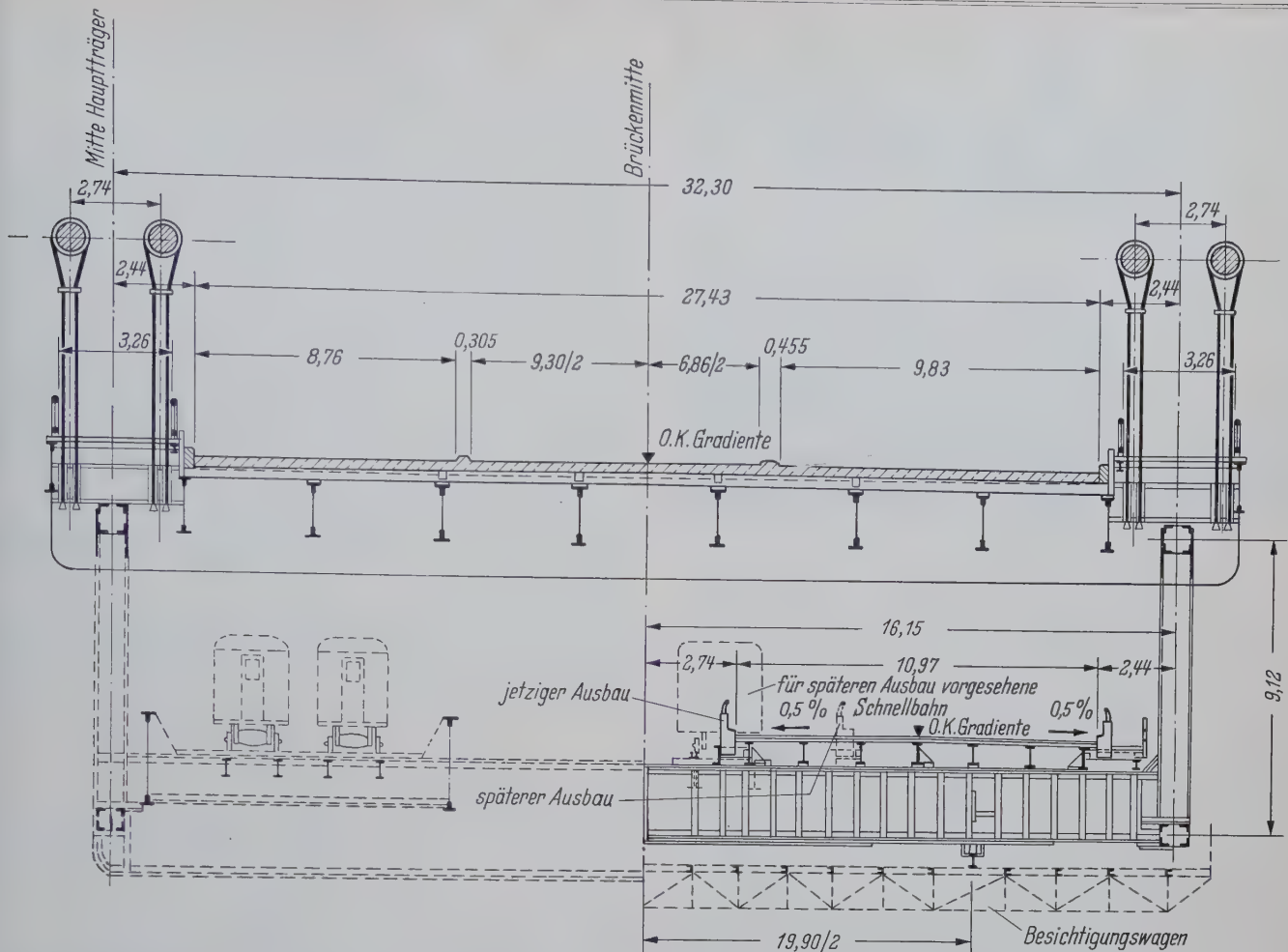


Bild 3a. Querschnittsgestaltung nach dem ersten Ausbau mit 7 Fahrspuren am Oberdeck und 4 Schnellbahngleisen am vorgesehenen Unterdeck (Originalentwurf)

Bild 3b. Ausgeführter Brückenquerschnitt (2. Ausbau) mit 8 Fahrspuren am Oberdeck, 6 Fahrspuren am Unterdeck (jetziger Ausbau) oder mit 4 Fahrspuren und 2 Schnellbahngleisen am unteren Fahrbahndeck (möglicherweise später ausgebaut)

trägersystems soll ferner eine gleichförmig verteilte Belastung mit Einzellasten nicht gekoppelt werden. Beim Nachweis der Spannungen in den Fahrbansträgern und der Fahrbanplatte aus örtlicher Belastung wurden die im Bild 4 dargestellten 23-t-Lkw oder 58-t-Schienenfahrzeuge berücksichtigt.

Die grundsätzlichen Belastungen, mit denen die statische Berechnung des Haupttragwerks bereits beim Originalentwurf durchgeführt worden war, werden im folgenden beschrieben. Beim zusätzlichen Spannungsnachweis infolge der geänderten Gestaltung des zweiten Fahrbahndecks wurden im wesentlichen die ursprünglich vereinbarten Grundwerte verwendet und die Gesamtlast änderte

sich lediglich zufolge der neuen Annahme von sechs Fahrspuren anstatt der vorher geplanten vier Schnellbahngleise.

Eigengewichtswerte:

Stahlkonstruktion einschl. Kabel u. Hänge-seile m. ausgeführtem Oberdeck (1. Ausbau)	38,80 t/m Brücke
Zusätzliche Konstruktion am Oberdeck, erforderlich beim zweiten Ausbau	3,78 t/m Brücke
Konstruktionsgewicht des Unterdecks	10,90 t/m Brücke
Zuschlag (zwei Schnellbahngleise am Unter-deck, unvorhergesehene Änderungen, usw.)	4,52 t/m Brücke
Ständige Last für die Doppeldeckbrücke	(Hauptöffnung): 58,00 t/m Brücke (Seitenöffnung): 59,50 t/m Brücke

Verkehrslasten:

Im allgemeinen ergibt sich der zu verwendende Belastungswert aus  $p_i = k \cdot c \cdot p_{i,0}$ , worin  $i = 1, 2$  oder  $3$  je nach der Lage des Konstruktionsglieds und die Grundwerte mit

- $p_{1,0} = 488 \text{ kg/m}^2$  für Fußwege,
- $p_{2,0} = 1220 \text{ kg/m}^2$  für Fahrbahnen,
- $p_{3,0} = 8925 \text{ kg/m}$  für Schnellbahngleise

in Rechnung zu setzen sind. Diese Grundwerte sind, je nach Bauglied und der angenommenen Belastungslänge sowie der Anzahl der belasteten Fahrbahnschienen, mit den Belastungsbeiwerten

$k = 0,20 + \frac{160}{200 + L}$  und  $c = 0,50 + \frac{2}{n + 3}$  zu multiplizieren, worin  $L$  die Belastungslänge in Fuß und  $n$  die Anzahl der belasteten Fahrspuren (bezogen auf 3,05 m Breite) bezeichnet. Nach vorstehenden Grundsätzen ist der statischen Berechnung des Haupttragwerks für Verkehrslasten eine gleichförmig verteilte Vollast von 11,65 t/m auf der ganzen Brückenlänge zugrunde gelegt.

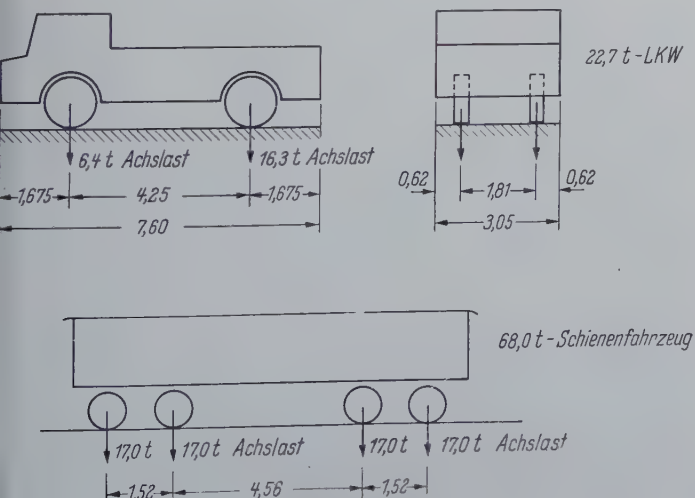


Bild 4. Verkehrslasten



Für das Haupttragwerk wurde zur Bestimmung des Schwingbeiwertes  $\varphi$  die folgende Formel benutzt:

$$\varphi = \frac{150}{200 + L} \cdot \frac{4}{3 + n} 100\% \quad (L \text{ und } n \text{ wie oben}).$$

Die Windlast wurde für die unbelastete Konstruktion mit 146 kg/m<sup>2</sup> angenommen; für die belastete Brücke ist eine weitere Belastung von 445 kg/m je Fahrbahndeck hinzuzufügen. Daraus ergibt sich eine Gesamtbelastung von 1780 kg/m für den Versteifungsträger und 445 kg/m für das Haupttragband (vier Kabel). Die Windlast liegt in waagerechter Ebene, senkrecht oder bei 45° zur Brückenachse.

Die Bremslast von Kraftfahrzeugen wurde in Höhe der beiden Fahrbahnoberkanten wirkend, zu 1/5 der Fahrbahnbelastung durch zwei 23-t-Lkw in ungünstigster Stellung angenommen, während die Bremslast von Straßenbahnen mit 1/5 des Gewichts aller den Überbau bis zu einer Länge von 300 m auf zwei Schnellbahngleisen belastenden Achsen in Rechnung gestellt wurde. Auf Grund dieser Auswertung hat man eine Maximallängskraft von rund 325 t für die Hauptöffnung in Rechnung gesetzt.

Für die Wärmewirkung sind Temperaturschwankungen von  $\pm 30^\circ\text{C}$  gegenüber der angenommenen Aufstellungstemperatur von  $+10^\circ\text{C}$  angesetzt worden.

Bemerkenswert ist, daß die Horizontalkomponente des max. rechnerischen Tragbandzuges infolge der gesamten ständigen Last und größter Verkehrsbelastung etwa 112 500 t beträgt.

An Baustoffen wurden mehrere Stahlsorten verwendet. Im allgemeinen verwendete man Baustahl der Güte ASTM-A 7, der im wesentlichen dem deutschen St 37 entspricht. Die besonders hoch beanspruchten Hauptteile der Pylone und des Fahrbahngerippes wurden zur Zeit des ersten Ausbaus aus einem Siliziumstahl hergestellt (der Güte ASTM-A 94-54 entsprechend), während beim jetzigen Ausbau für die Wandstäbe und hochbeanspruchten Gurtstäbe, mit Rücksicht auf die großen Durchbiegungen und mithin auch größeren Beanspruchungen des Versteifungsbalkens, ASTM-A 440 Manganstahl vorgeschrieben wurde (Tafel 2). Bei den Stabanschlüssen des Untergurtes haben hochfeste vorgespannte Schrauben der Güte ASTM-A 325 Anwendung gefunden.

### 3. Konstruktive Ausbildung

#### 3.1 Der Versteifungsträger

Die beiden Versteifungsträger der George-Washington-Brücke sind in allen drei Brückenfeldern frei aufliegende Fachwerkträger mit einfacher Dreiecksaufschung. Die Feldweite des Fachwerksystems beträgt im allgemeinen 9,145 m, und dementsprechend liegen auch die in den Fachwerkknotenpunkten gelagerten Querträger im selben Abstand voneinander entfernt. (Der Abstand der Pfosten entspricht allerdings der Hängestangenteilung von 18,29 m.)

Tafel 2. Stahlsorten und zulässige Spannungen

Stahl	Festigkeitseigenschaften <sup>1)</sup>		Zulässige Spannungen	
	Zug- festigkeit	Streck- grenze	Zug	Druck <sup>2)</sup>
	kg/mm <sup>2</sup>		kg/cm <sup>2</sup>	
Normaler Baustahl	40,8	24,6	1410	1200
Siliziumstahl	56,3	31,7	1900	1620
Manganstahl	44,3	29,6	1900	
Ausgeglühter Kettenstahl	56,3	35,2	2320 <sup>3)</sup>	
Ausgegl. Kettenstahl, hochwertig	74,0	52,8	3520 <sup>3)</sup>	
Kalt gezogener, galvanisierter Stahldraht	155,0	106,0	5780 <sup>4)</sup>	
Stahlguß	45,7	24,6		1410
Betonstahl	38,7	23,2	1270	

<sup>1)</sup> Mindestwerte angegeben.

<sup>2)</sup> Maximalwerte angegeben.

<sup>3)</sup> Einschließlich Nebenspannungen.

<sup>4)</sup> Ausschließlich Nebenspannungen.

Wie bereits erwähnt, waren die Obergurte der Versteifungsfachwerkträger schon beim ersten Ausbau angebracht worden. Die zur Aufnahme der Schrägen und Pfosten des Fachwerksystems geeigneten Knotenbleche sind zusammen mit den Obergurtstäben eingebaut und vernietet worden, aber erst beim zweiten Ausbau wurden die Nietlöcher der Wandstabanschlüsse durchweg hergestellt. Sämt-

liche Knotenanschlüsse des Fachwerkobergurtes wurden in genieteter Bauweise fertiggestellt, die Knotenpunkte des Untergurtes sind dagegen teilweise vernietet und teilweise hochzugfest verschraubt (Bild 5, vgl. auch Bild 13).

Nach den derzeitigen deutschen Richtlinien ist die Verwendung von Nieten und HV-Schrauben im gleichen Anschluß oder Stoß bekanntlich nicht gestattet; in den Vereinigten Staaten dagegen findet diese Bauweise allgemeine Anwendung. Anschlüsse, die in mehreren Montageabschnitten zusammenzubauen sind, eignen sich besonders für die gemeinsame Anwendung der beiden Verbindungsmittel. Bei der Washingtonbrücke wurden hochfeste Schrauben in erster Linie dort verwendet, wo die technischen und wirtschaftlichen Vorteile der gleitfesten Schraubenverbindungen, wie der Fortfall der bei den Nietungen erforderlichen Feuerstelle, Einsparen von Leitungen und Kompressoren sowie Gerüsten, vom Standpunkt der vereinfachten Bearbeitung besonders wichtig waren, also bei der Vormontage auf Barken und beim Schließen der Untergurtanschlüsse nach der Beendigung der Hebung sämtlicher Fachwerkelemente der Hauptöffnung. Die Berechnung derartiger Verbindungen erfolgt allerdings nach den Grundsätzen der Nietbauweise und bei gleichzeitiger Verwendung von gleitfesten Schrauben und Nieten werden auch die HV-Schrauben als Niete in Rechnung gesetzt.

Die Obergurte und Untergurte sind aus zweiwandigen Querschnitten ausgebildet, während die Diagonalen einwandig ausgeführt wurden.

Der Versteifungsbalken ist statisch einfach gelagert: an beiden Seiten der Pylone sind bewegliche Auflager angeordnet, so daß der Fachwerkträger der Hauptöffnung stets in seiner Mittellage hängt.

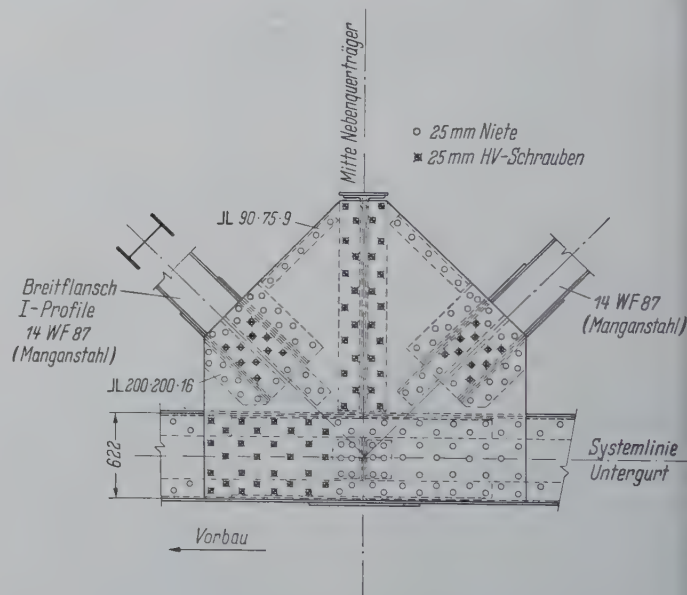


Bild 5. Typischer Knotenanschluß am Fachwerkuntergurt

#### 3.2 Die Fahrbahnkonstruktion

Die Fahrbahnkonstruktion des Unterdecks besteht aus den Querträgern, Längsträgern und der als betongefüllter Rost ausgebildeten Fahrbahntafel.

Die 32,30 m langen und 2,13 m hohen unteren Querträger sind in 9,145 m Abstand insgesamt durch 14 Längsträger verbunden. Diese wurden aus 61 cm hohen, breitflanschigen I-Walzprofilen ausgebildet. Ihr Abstand beträgt 1,72 m; sie laufen über den Querträgern durch und sind auf letzteren fest gelagert. Für die Längsträger sind keine Querverbindungen vorhanden; zur Vermeidung des Kippens infolge der Seitenstöße sind jedoch 3 Längsträger je Fahrbahn mit dem Querträger unmittelbar verbunden (Bild 3 b und 6 a).

Die Fahrbahntafel besteht aus einem mit Beton gefüllten Stahlrost, der mit einem Asphaltbelag bedeckt wird (Bild 6 b). Die senkrecht zur Fahrtrichtung in 152 mm Abstand angeordneten 108 mm hohen Querrippen, mit durch zwei Löcher in deren Steg gesteckten Betonrundstählen von 19 mm Durchmesser bilden den Rost, der mit Leichtbeton vergossen und einem 5-cm-Gußasphaltbelag abgedeckt wird. Dabei sind sämtliche Verbindungen zwischen Querrippen und Betonrundstählen sowie zwischen Rost und Längsträger durchweg



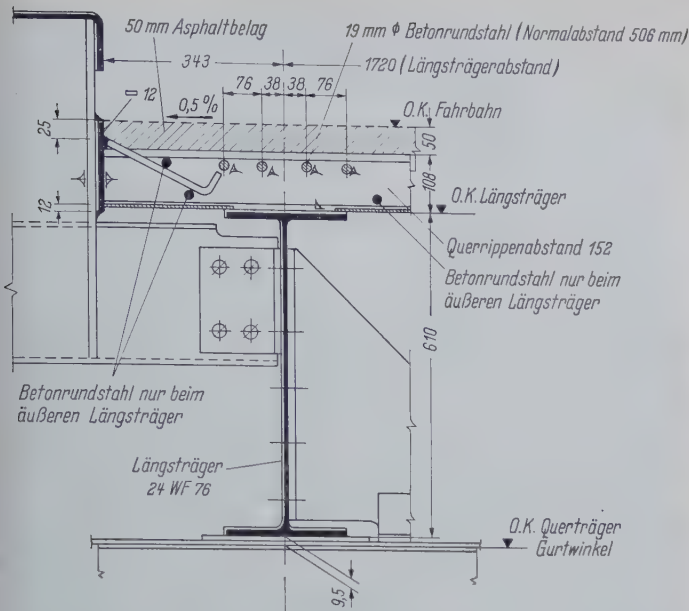


Bild 6 a. Ausbildung des Fahrbahnrandes am Unterdeck, Querschnitt

geschweißt. Das Eigengewicht der Fahrbahntafel beträgt rund  $345 \text{ kg/m}^2$  und setzt sich folgendermaßen zusammen:

Stahlrost . . . . .	73 kg/m <sup>2</sup>
Leichtbetonverguß . . . . .	182 kg/m <sup>2</sup>
Asphaltbelag etwa . . . . .	90 kg/m <sup>2</sup>
zusammen . . . . .	<u>345 kg/m<sup>2</sup></u>

Zum Abführen des anfallenden Regenwassers erhielten die beiden Fahrbahndecken eine Querneigung von 0,5 ‰.

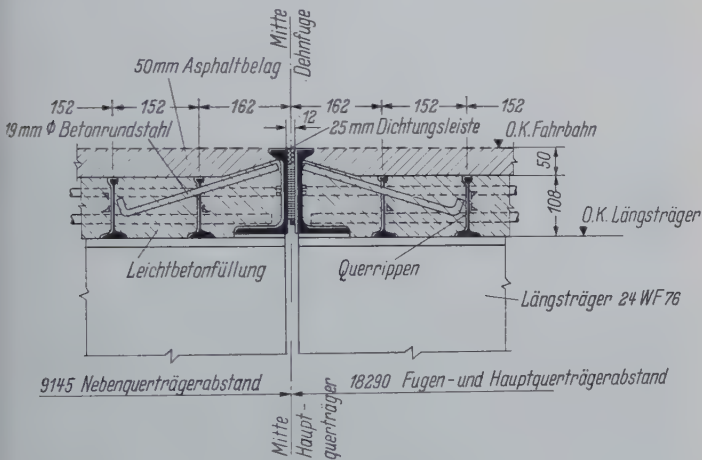


Bild 6 b. Fahrbahntafel mit Dehnfuge, Längsschnitt

Jede der beiden Fahrbahnen am Unterdeck wird beiderseits von Brüstungen und Geländern aus Aluminium abgeschlossen; die beiden außerhalb der Fahrbahnplatten angeordneten Betriebsstege werden als offene Aluminium-Gitterroste mit Aluminiumgeländern ausgebildet (Bild 7).

Die Washingtonbrücke ist mit vier Besichtigungswagen ausgerüstet, die auf Schienen unter den Querträgern des zweiten Decks laufen. Jeder Besichtigungswagen ist 7,30 m breit, 35,30 m lang und hat eine Spannweite von 19,90 m zwischen den Schienenachsen. Die beiderseitigen Ausleger von je 7,70 m gestatten jeweils eine Besichtigung der ganzen Brückenbreite (Bild 3 b).

#### 4. Montage

Bei der Planung der Montage waren vor allem die von der Hafenbehörde gestellten Forderungen zu beachten, nämlich daß alle Arbeiten unter völliger Aufrechterhaltung des Verkehrs am Oberdeck durchgeführt werden mußten und daß die Schiffsahrt auf dem Hudson durch die Montagetarbeiten in der Hauptöffnung nicht merklich behindert werden sollte. Daher durften in der Schiffsahrtsrinne keinerlei Gerüste erstellt werden.

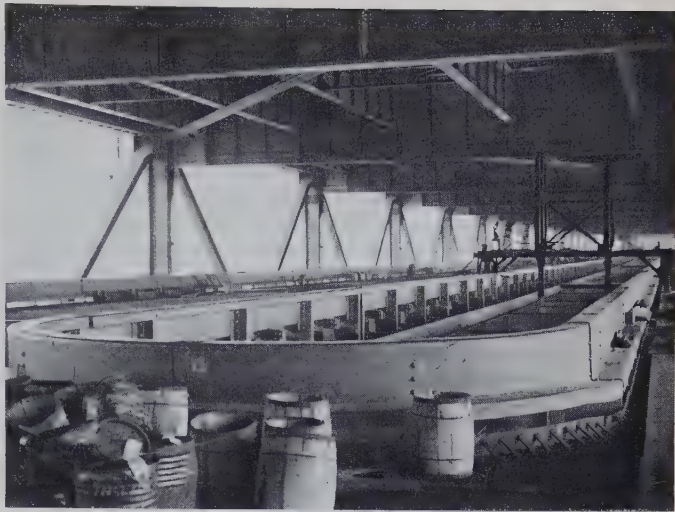


Bild 7. Blick auf das untere Fahrbahndeck.  
(Im Vordergrund die fertiggestellte Aluminiumbrüstung)

Bevor die eigentliche Montage der neuen Stahlkonstruktion unter-  
nommen werden konnte, mußte man Vorbereitungsarbeiten am be-  
stehenden Bauwerk durchführen. Dabei war das Bohren von etwa  
20 500 neuen Nietlöchern in den Knotenblechen des bereits beim  
ersten Ausbau angebrachten Fachwerkbölgurtes erforderlich,  
während weitere 18 600 vorhandene Nietlöcher auf vollen Durch-  
messer aufgerieben werden mußten. Zunächst war es notwendig,  
etwa 9000 neue Nietlöcher im Stahlskelett der Pylone herzustellen.  
So hat man im Juni/August 1959 insgesamt 48 100 Nietlöcher neu  
gebohrt oder auf den vollen Durchmesser aufgerieben. Es sei er-  
wähnt, daß die Forderung, Nietlöcher in Bauteilen der im Voll-  
betrieb stehenden unversteiften Hängebrücke mit der erforderlichen  
Genauigkeit zu erstellen, eine fast unlösbare Aufgabe darstellte.  
Letzten Endes hat man genau markierte und gebohrte Stahlmatrizen  
verwendet, die den betreffenden Knotenblechen angepaßt wurden  
und in der Weise die genaue Herstellung der Nietlöcher an Ort und  
Stelle ermöglichten.

Aus der Forderung, daß keine Gerüste in der Hauptöffnung erstellt werden sollten, aber auch aus wirtschaftlichen Gründen ergab sich die Notwendigkeit, sämtliche Vorbereitungsarbeiten von am bestehenden Überbau angebrachten, beweglichen Hilfsstegen her auszuführen. Beim gewählten Arbeitsvorgang benutzte man die bereits fertiggestellten vier Besichtigungswagen, deren beiderseitige Ausleger für den Zweck provisorisch um ein Feld verlängert wurden (Bild 8).

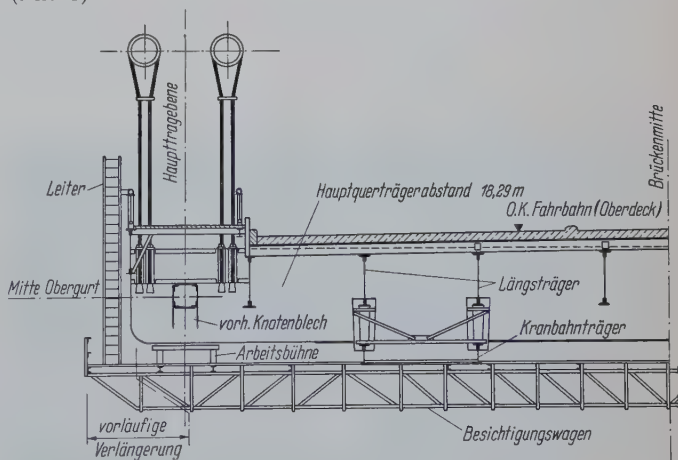


Bild 8. Brückenbesichtigungswagen in vorläufiger Anordnung bei der Ausführung der Vorarbeiten

Nach Beendigung der Vorarbeiten wurden die Besichtigungswagen vorläufig abmontiert und es konnte mit dem Einbau der neuen Stahlkonstruktion begonnen werden. Vergleichende Untersuchungen bewiesen die Wirtschaftlichkeit und Überlegenheit einer Montage, bei der die beiden Versteifungsträger samt Quer- und Längsträgern in je einem Montagestück von 200 t und rund 18,3 m Länge (zwei Fachwerkkfelder) eingebaut wurden.



Dieser Montagevorgang machte die Einrichtung von Vormontageplätzen auf beiden Ufern notwendig.

Die Montage begann in den Seitenöffnungen, und zwar derartig, daß die einzelnen Abschnitte des Versteifungsträgers, von der beiderseitigen Verankerungen beginnend, nach der Brückenmitte möglichst symmetrisch fortschreitend montiert wurden. Dabei wurden die anmontierten Teile zwar sofort verdornt und verschraubt, das Abnieten hielt jedoch nur beim Obergurt des Fachwerkträgers mit dem Vorbau Schritt; der Untergurt wurde erst nach Herstellung des gesamten Versteifungsträgers und nach Einrichten der Pylonenkabelsättel durch Vernieten und hochzugfestes Verschrauben geschlossen. (Untergurtanschlüsse, die schon am Vormontageplatz zusammengebaut worden waren, wurden ausschließlich mit HV-Verbindungen ausgeführt.)

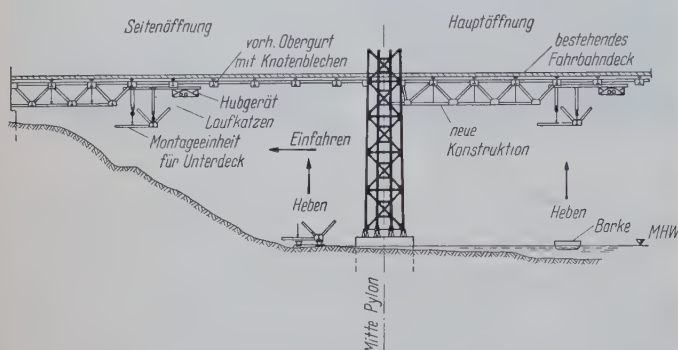


Bild 9. Montageschema

Der Vormontageplatz am Ostufer bediente lediglich die New Yorker Seitenöffnung, während auf dem New Jersey-Lagerplatz die von der Werkstatt gelieferten Bauglieder sowohl für die New Jersey-Seitenöffnung als auch für die Hauptöffnung zusammengebaut und vormontiert wurden. Die zusammenzubauenden Montageeinheiten bestanden aus je 2 Fachwerfeldern; der Zusammenbau der für die Seitenöffnungen bestimmten Montagestücke erfolgte auf den beiderseitigen Längverschiebbahnen (in der New Jersey-Öffnung teilweise auch auf Montagebarken), welche die Verschiebung der Einheiten unmittelbar bis unter die Brücke ermöglichten. Vier Laufkatzen, je zwei von einem Hubgerät bedient, haben dort die betreffende Montageeinheit emporgehoben und demnach in ihre Einbaustelle gefahren, wobei der Vorbau, bei den beiden Brückenden beginnend, in Richtung der Brückenmitte fortschritt. Die Hubgeräte und Laufkatzen samt ihren vorübergehenden Kranbahnlängsträgern wurden im September/Okttober 1959 angebracht; mit der Montage der beiden Seitenöffnungen wurde im Januar 1960 begonnen, und drei Monate später war die Stahlkonstruktion dieser Öffnungen bereits fertig montiert (Bilder 9, 10, 11).



Bild 10. Eine Montageeinheit der Seitenöffnung wird von den Laufkatzen in ihre Einbaustelle gefahren



Bild 11. Blick auf die Brücke während der Montage der Seitenöffnungen (New York im Hintergrund)

Das rund 1067 m lange Mittelfeld wurde mit Hilfe von Montagebarken aus Fachwerkeinheiten montiert, die auf den selben Barken zusammengebaut worden waren. Die einzelnen Einbaustücke konnten hier unmittelbar unter ihre endgültige Stelle eingeschwommen werden und für die vier Laufkatzen blieb damit nur noch die Aufgabe des Hebens. Das Einschwimmen der Brückenteile erfolgte im allgemeinen ohne Störung der Schifffahrt. Es erscheint erwähnenswert, daß nach der Beendigung des Einschwimmens nur ungefähr 30 bis 40 Minuten für die Hebung und Befestigung einer Montageeinheit erforderlich waren; die Montagezeit für die Gesamthauptöffnung betrug nur etwa 2½ Monate (Bilder 12, 13, 14).

Die Herstellung der Fahrbahnplatte schritt mit der Montage des Fachwerks fort; die Deckeneinheiten wurden mittels Straßenkrane je mit einer maximalen Tragfähigkeit von 4,5 t bei 12,2 m Auslegerlänge aufgebracht.



Bild 12. Das Heben der ersten Montageeinheit für die Hauptöffnung (links die fertig montierte New Jersey-Seitenöffnung)





Bild 13. Das erste Montagestück der Hauptöffnung während der Hebung (die Kranbahnträger der Brückenbesichtigungswagen sind unter den Querträgern gut erkennbar)



Bild 14. Einschwimmen eines Montagestücks für die Hauptöffnung

Es ist bekannt, daß bei Einspannpylonen die zwischen Sattel und Tragkabel auftretende Haftreibung einer festen Verbindung zwischen Kabel und Pylonenkopf entspricht, und je nach Brückenbelastung tritt zwischen den waagerechten Tragbandzug-Komponenten der beiderseitigen Öffnungen eine Differenzkraft auf, die nach rechts oder links die am Fuß eingespannten Pylone auf Biegung beansprucht. Das Eigengewicht des neu eingebauten zweiten Fahrbahndecks sollte dementsprechend eine flußwärtige Ausbiegung der Pylone von rund 34 cm herbeiführen.

Um diese unzulässige Beanspruchung zu vermeiden, hatte man bereits beim ersten Ausbau Rollenlager für die Kabellagerung auf den Turmköpfen vorgesehen. Diese Lager setzten sich aus Gußstahlteilen zusammen und sind auf Lagen von 41 Walzen von je 20 cm Durchmesser gestützt. Ihre Ausbildung gestattet die Anordnung von je zwei hydraulischen Pressen zwischen Lagerkörper und Pylonenkopf, mit deren Hilfe die erforderliche Regulierung durchgeführt werden konnte. Es wurden zwei 725-t-Pressen für jedes Lager, ins-

gesamt also acht Pressen mit einer Gesamtleistung von 5800 t für die vier Tragkabel auf jedem Turm angebracht.

Die Regulierung erfolgte in zwei Abschnitten: vor dem Einbau der Stahlkonstruktion wurde eine relative Verschiebung von etwa 15,7 cm zwischen Pylonenachse und Kabelumlenkungspunkt erzielt (Gesamtpressendruck: 1310 t) — davon entfallen etwa 88 % auf die Ausbiegung der Pylone und nur 12 % auf die reine Bewegung der Rollenlager. Die auf den zweiten Abschnitt entfallende weitere Verschiebung von 18,3 cm wurde nach der Beendigung der Stahlmontage, aber noch vor den Betonierungsarbeiten am Unterdeck erzielt.

Die Berechnung der Brücke während der Montage wurde in sorgfältiger Berücksichtigung aller in Betracht kommender Belastungen und Einflüsse durchgeführt. Es sei erwähnt, daß die umfangreiche statische Berechnung für die Ermittlung der Durchbiegungen des Versteifungsträgers während der einzelnen Montagezustände — mit Rücksicht auf die Auswirkung des Verkehrs am Oberdeck sowie des neuen Einrichtens der Kabelsättel — mit Hilfe eines IBM 650 Ziffernrechners mit Lochkartenein- und -ausgabe erledigt wurde. Man mußte dabei jeweils drei Rechenprogramme auswerten; die Ausgabe des dritten Programmes lieferte die gewünschten Angaben: Kabelordinaten, Horizontalzug in jeder Öffnung, Größe und Angriffspunkt der an den Pylonenköpfen angreifenden Kräfte, Reibungswerte, Reibungskräfte und die beiderseitigen Kabeltangentialwinkel für die einzelnen Rollenlager. Die Eingabe für das dritte Programm enthielt die folgenden Daten: Brückenbeiwerte (Elastizitätsmodul für Kabel und Versteifungsträger, Trägheitsmomente, Stützweiten usw.) — die sich als Ausgabe des ersten Programmes ergaben, — Lastwerte, Temperatur, Ausmittigkeit der einzelnen Rollenlager je nach dem Stand der Regelung, und endlich die Kabelordinaten entsprechend der Gleichgewichtsform des unverteiften Hängegurtes infolge Eigengewicht der bereits ammontierten Bauteile (Ausgabe vom zweiten Programm).

Es kann festgehalten werden, daß die in dieser Weise ermittelten theoretischen Werte mit den Ergebnissen der während der Montage durchgeführten Messungen des elastischen Verhaltens und der Verformungen der Brücke gut übereinstimmen.

##### 5. Schlußbemerkung

Die Vorbereitungsarbeiten für die Montage des zweiten Fahrbahndecks wurden bereits im Frühjahr 1959 in Angriff genommen, mit dem eigentlichen Einbau der neuen Konstruktionselemente konnte jedoch wegen des Stahlstreiks erst im Januar 1960 begonnen werden. Am 16. Juni 1960 wurde das Schlußglied der Mittelöffnung an seiner endgültigen Stelle angebracht und damit war die reine Stahlmontage abgeschlossen. Es dauerte also nur etwa 5 Monate, die 15 800 t-Stahlkonstruktion des unteren Fahrbahndecks der Riesenbrücke — einschließlich etwa 3000 t Stahlrost für die Fahrbahntafel — zusammenzusetzen und einzubauen. Es ist dabei zu beachten, daß hier zum erstenmal bei einer größeren Hängebrücke der Versteifungsbalken unter völliger Aufrechterhaltung des Betriebes angebracht wurde; erinnert sei nur daran, daß die Gleichgewichtsform des Hängegurtes der während der Montage vorhandenen unverteiften Brücke sich je nach Verkehrsbelastung einstellte, und dieser Umstand konnte — obwohl es sich um verhältnismäßig geringe Verformungen handelt — vom Standpunkt der Montage auf keinen Fall außer Betracht bleiben.

Ogleich die Montage der neuen Stahlkonstruktion selbst vollendet ist, ist der Ausbau der Anfahrtsstraßen und Rampenbauwerke sowie die Betonierung der Fahrbahnplatte am Unterdeck noch im Gange, und das Gesamtprojekt wird erst im Jahre 1962 fertiggestellt und dem Verkehr eröffnet werden. Die Verkehrseröffnung des unteren Fahrbahndecks mag aber, allerdings mit einer vorläufigen Umleitung des Verkehrs und unter der Benutzung provisorischer Anfahrtsanlagen, schon für einen früheren Zeitpunkt vorgesehen werden. Die Kosten des Gesamtprojekts sind auf 182 Millionen US-Dollars geschätzt, wovon auf das untere Fahrbahndeck der George-Washington-Brücke etwa 1/3 entfällt. Auch soll die Brücke nach den bisher allzu günstigen Ergebnissen der Zolleinnahmen durch den Verkehr sich selbst bezahlt machen.

Die neue Stahlkonstruktion des Unterdecks (inbegriffen 6160 t Baustahl der Güte ASTM - A 7 und 6020 t Manganstahl) wurde, in einem Wert von 13 610 000 US-Dollars, von der Firma Bethlehem Steel Company geliefert und montiert. Sämtliche Werkarbeiten wurden in den Werkstätten der selben Firma in Pottstown, Pennsylvania, durchgeführt.



Der Originalentwurf der George-Washington-Brücke stammt von O. H. Amman, zu jener Zeit Brückeningenieur der New Yorker Hafenbehörde; der Ausführungsentwurf für das untere Fahrbanddeck wurde von der Hafenbehörde selbst ausgearbeitet. Bauherr war die New Yorker Hafenbehörde, New York Port Authority, die gleichzeitig auch Eigentümer des Bauwerks ist. Für die Gesamtplanung, Entwurf und Bauleitung waren die Firma Amman & Whitney, Beratende Ingenieure, und die New York Port Authority verantwortlich.

Schrifttum

[1] Bernhard, R.: Die erste Brücke über den Hudson bei New York. Zeitschrift d. VDI (1927) S. 1773/1778.  
[2] Amman, O. H.: George Washington Bridge: General Conception and Development of Design. Proceedings, ASCE (1933) Transactions No. 97 S. 1/65.

[3] Dana, A., Andersen, A. und Rapp, G.: George Washington Bridge: Design of Superstructure. Proceedings, ASCE (1933) Transactions No. 97 S. 97/163.  
[4] Moisseiff, L.: George Washington Bridge: Design of Towers. Proceedings, ASCE (1933) Transactions No. 97 S. 164/205.  
[5] Bowden, E. W., und Seely, H. R.: George Washington Bridge: Construction of Superstructure. Proceedings, ASCE (1933) Transactions No. 97 S. 242/329.  
[6] Approaches for Lower Deck for George Washington Bridge. Civil Engineering (1958) H. 2, S. 95.  
[7] Gould, I. P.: Design Features of Lower Deck of George Washington Bridge. Proceedings, ASCE (1958) Journal of the Structural Division (ST. 3) S. 1632-1/22.  
[8] New Deck is Dealt Off the Bottom. Engineering News-Record (1959) Juni 11, S. 24/26.  
[9] Durkee, E. L.: Erection of the lower deck — George Washington Bridge. Civil Engineering (1960) H. 7, S. 35/39.

**Geschweißte Hallenkonstruktion**  
**I. Konstruktion und statische Berechnung**

Von Dipl.-Ing. O. Barth, Gustavsborg

DK 624.9

Im folgenden sei über eine im Winter 1958/59 errichtete Werks-halle der Deutschen Edelstahlwerke AG, Krefeld, berichtet, die hinsichtlich ihrer konstruktiven Gestaltung und Montage bemerkens-wert erscheint.

**1. Hauptabmessungen und Ausrüstung**

Die Werksplanung sah entsprechend den wesentlichen Arbeits-vorgängen eine dreischiffige Halle von etwa 204 m Länge und 84 m Breite mit 17 200 m<sup>2</sup> Grundrißfläche vor (Bild 1). Maßgebend für den bauseitigen Entwurf des Hallenquerschnittes mit erhöhtem Mittelschiff war die unterschiedliche Bauhöhe der zu erstellenden Einrichtungen. Im Längsschnitt ist der Stützenabstand in den beiden Mittelreihen mit 30 m aus betriebstechnischen Gründen verhältnis-

mäßig groß gewählt. Die Halle wird im Endstadium mit insgesamt 13 Kranen von 10 bis 50 t Tragkraft ausgerüstet sein. Die notwendige Hubhöhe bedingt die Höhen der Schienenoberkanten im Mittelschiff mit 11 m, in den beiden Seitenschiffen mit 8,6 m. Die Bauhöhe des Mittelschiffs ist jedoch aus lichttechnischen und belüftungstechnischen Gründen mit 20 m etwas größer festgesetzt als es die Bekranung erfordert. Das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion von rund 3000 t Stahl St 37 ergibt ein Einheitsgewicht von 175 kg/m<sup>2</sup> Grundrißfläche.

**2. Grundlagen des Entwurfs**

Vielseitige Überlegungen führten zu einer Kombination einfachster Bauformen, die durch die drei großen Pultdachebenen und den Ver-zicht auf jegliche Dachaufbauten gekennzeichnet ist (Bild 2). Diese

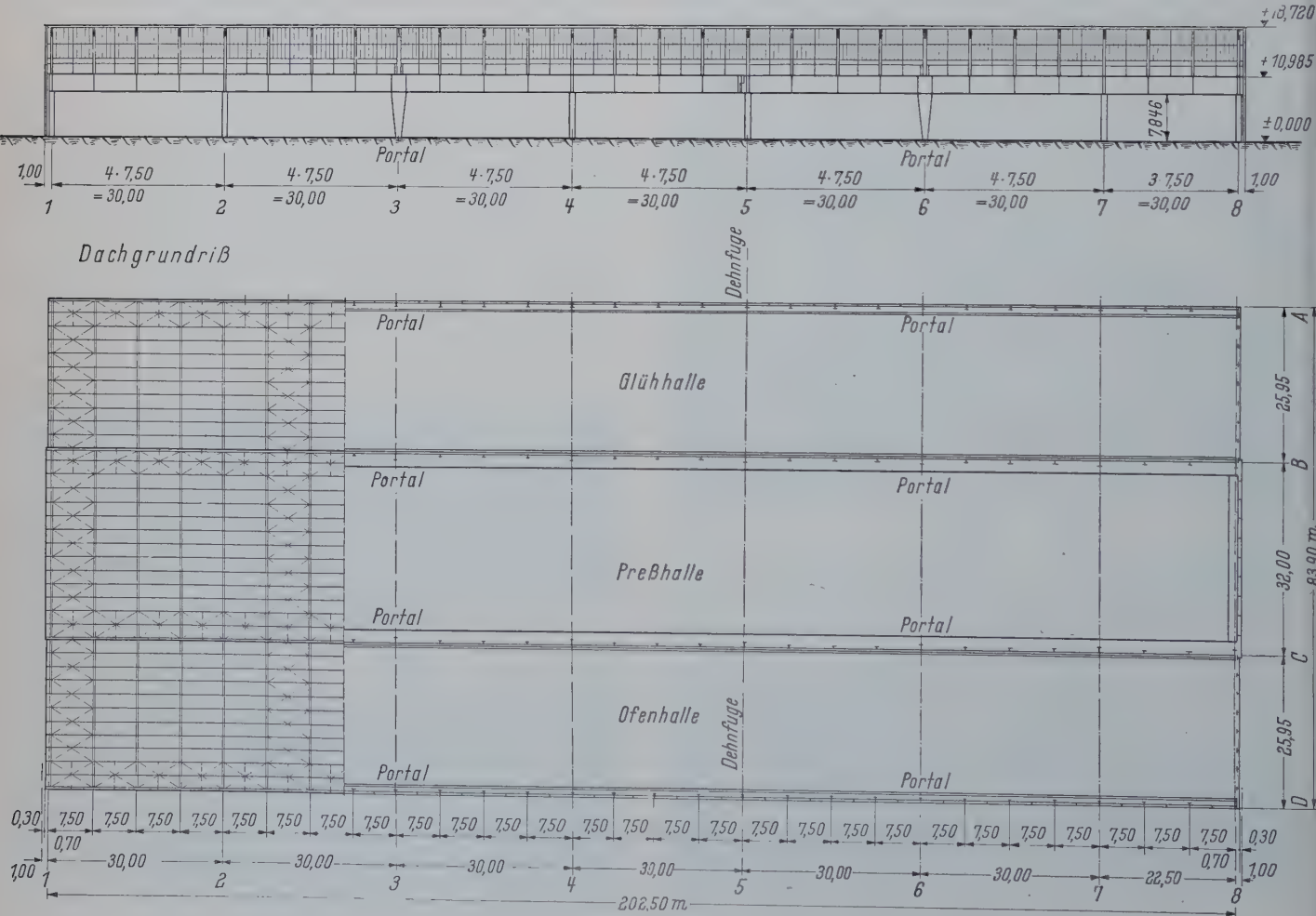


Bild 1. Grundriß in Höhe der Kranbahn und Längsschnitt durch das Mittelschiff (Entwurf und Gestaltung DEW — Krefeld)



Dachformen sind so angeordnet, daß die Außenwände mit hochliegenden Glasbändern für die Tagesbelichtung ausgerüstet werden konnten, wobei bewußt die Neigung des Mitteldaches einseitig im Sinne einer Bevorzugung des Lichtes von Norden gewählt ist. In erster Linie sind durch diese Dachführung günstige Voraussetzungen für eine wirkungsvolle Be- und Entlüftung gegeben. Andererseits verbinden sich hiermit die Vorteile großer, glatter Dachflächen ohne jeden Einschnitt und einer großgliedrigen Konstruktion, die sowohl den Bau- und Unterhaltungskosten als auch der klaren Raumbildung zugute kommen. Das äußere Bild ist bestimmt durch die hochliegenden Glasflächen und die vollständig ausgemauerten Giebel, die die unsymmetrische Dachschräge des Mittelschiffs unverdeckt zeigen (Bild 3).

3. Konstruktion

Mehrere Entwürfe galten der Anordnung des Haupttragwerks, den Kranbahnen und der Abfangung der Binderlasten in den mittleren Stützenreihen. Die Kranbahnträger des Mittelschiffs und der Seitenschiffe waren zunächst jeder für sich in verschiedenen Höhen vorgesehen, wobei die Vollwandkonstruktion die Belichtung und die freie Sicht eingeschränkt hatte. Diese Nachteile werden durch die ausgeführten torsionssteifen Kastenträger (Bild 5) vermieden, die die sonst übliche Kombination von Kranbahnträgern, Horizontalverbänden und Dachunterzügen vollständig ersetzen und außerdem noch eine beachtliche Gewichtsersparnis brachten. Während die Krane des Mittelschiffs unmittelbar auf dem Kastenunterzug laufen, besteht der Kranbahnstrang des Seitenschiffs aus einem kleineren am Kasten angebauten Träger, und es gelang, dem Wunsche des Bauherrn folgend, die erforderlichen Konsolen so auszubilden, daß

eine glatte Untersicht der kombinierten Konstruktion entstand. Der Kasten selbst ist innen begehrbar und nimmt zahlreiche Installationen auf.

Für diese Gesamtkonzeption ist die vollwandige Bauweise mit weitgehender Anwendung der Schweißung die gegebene, so daß die Binder und Stützen, ferner auch die Längsportale der vier Reihen und die begehbaren Giebelwindträger vollwandige geschweißte Querschnitte aufweisen (Bild 4). Die Dachverbände bilden die einzige Ausnahme.

4. Dach und Wände

Das 4 ‰ geneigte Dach ist mit Hohlsteinen eingedeckt und mit einer Schutzschicht gedichtet. Das Regenwasser sammelt sich in den Kehlen am Mittelschiff und wird senkrecht durch den Kastenträger hindurch längs der Hauptstützen abgeführt. Die etwa 6,3 m breiten Lichtbänder ergeben einen mittleren Tageslichtquotienten von theoretisch 18 ‰ oder nach Abzug aller Verluste von 10 ‰, der im Vergleich zu dem in der DIN 5034 für mittelfeine Arbeiten genannten Mindestwert von 2,66 einen guten Durchschnittswert darstellt. Die 1/2 Stein dicken Wände weisen dicht über dem Fußboden ringsum ein 1,5 m breites Jalousieband für die Zuluft auf. Die Abluft wird durch Wendeflügel unter dem Dach abgeführt. Diese sind zu Gruppen von etwa 30 Flügeln zusammengefaßt und werden in Abhängigkeit von der Windrichtung elektrisch betätigt.

5. Statisches System des Haupttragwerks

Die wichtigsten Bauglieder stellen die beiden rechteckigen Hohlträger dar, die über den im Fundament quer eingespannten Stützen der Mittelreihen durchlaufen; sie nehmen die anteiligen Lasten aus

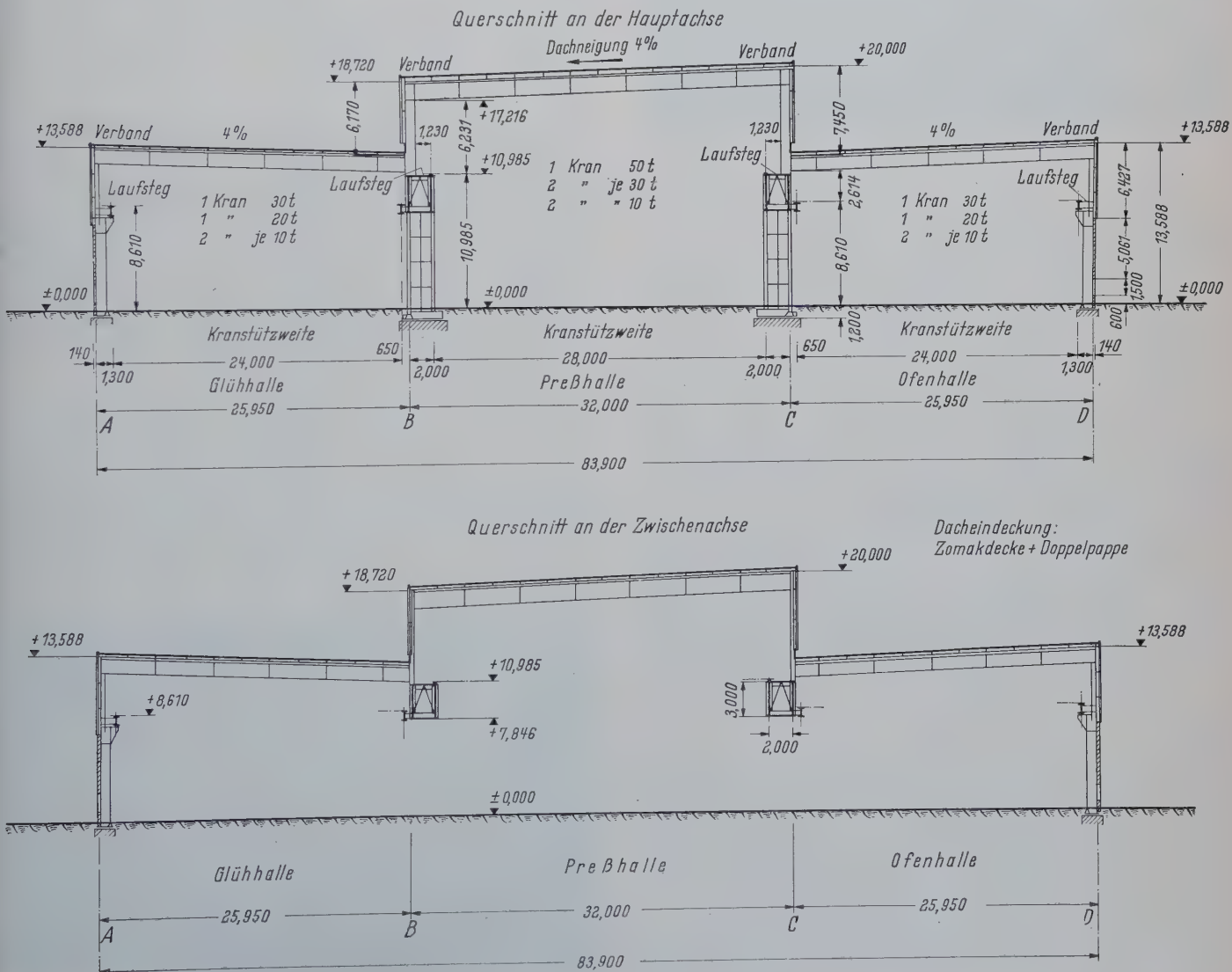


Bild 2. Querschnitte (Entwurf und Gestaltung DEW — Krefeld)



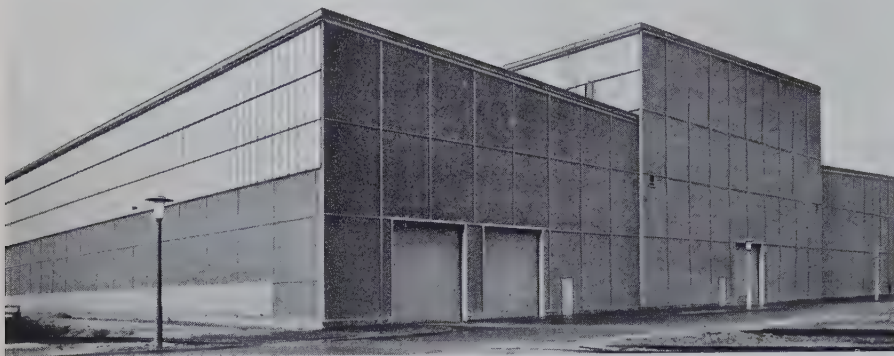


Bild 3. Ansicht des Giebels mit Wand A (Entwurf und Gestaltung DEW — Krefeld)

Bild 4. Innenansicht vom Mittelschiff  
(Entwurf und Gestaltung DEW — Krefeld)

den Kranbahnen und den Dächern des Mittelschiffs und der Seitenschiffe auf. Die beiden Stränge sind an einer mittleren Querachse durch eine Dehnfuge unterbrochen und in Längsrichtung durch je zwei im Kastenträger eingespannte, kastenförmig ausgebildete Hauptstützen gehalten, die die Schubkräfte aus Wind, Kranbremsen und Lagerreibung der Fuge in die verstärkten Fundamente einleiten (Bild 4).

Die Mittelschiffbinder bilden in den Hauptachsen mit den Dachstützen Zweigelenrahmen, die über dem äußeren Hauptträgersteg aufgesetzt sind. Diese Rahmen halten zugleich über zwei links und rechts angeordnete Dachverbände die drei Zwischenbinder des 30 m-Feldes, die sich als einfache Balken auf schlanke Pendelstiele abstützen. In Längsrichtung ist der gesamte Dachaufbau in den Portalachsen (3) und (6) durch verstärkte Dachstiele stabilisiert, die am Kastenträger biegesteif angeschlossen sind.

Die beiden Seitenhallen lehnen sich gelenkig an das Mittelschiff an. Ihre Binder stützen sich als einfache Träger auf die Pendelstützen der Außenreihen und die Dachstiele des Mittelschiffs. Auch hier übertragen Dachlängsverbände die am Kopf der Außenstützen anfallenden Horizontalreaktionen in die 30 m voneinander entfernten Hauptdachstiele des Mittelschiffs. In den Außenreihen steifen vier einstielige Portale das System gegen die Längskräfte ab.

## 6. Hauptträger

### 6.1 Konstruktion

Der Kastenträger, der mit seinem symmetrischen Hohlquerschnitt von  $2,0 \times 3,0$  m die Abmessungen eines Brückenträgers erreicht, ist entsprechend dem Längsraster der Halle in 7,5 m Abstand durch Fachwerkschotte ausgesteift, die die außermittig angreifenden Lasten des Dachs, der Wände und Krane übertragen und in Torsionsmomente umsetzen (Bild 5). Die Krane des Mittelschiffs laufen mit ihrem Fahrwerk mittig über dem inneren Steg, die der Seitenschiffe auf einem eigenen, seitlich angebrachten Trägerstrang mit Feldweiten von 7,5 m. Ein starker Konsolträger, der die Basis des Schotts bildet, übernimmt die Auflagerdrücke. Die Krane sind durch

horizontale Seitenrollen an einem zusätzlichen Profil des Obergurts geführt und fahren mit spurkranzlosen Rädern auf einer Spezialschiene, die durch Klemmen und Knaggen gehalten ist. Die Wanddicken des vollständig geschweißten Kastens betragen im stärker belasteten Bereich (1—5) bei den Stegen 15 mm, bei den Gurten 22 und 30 mm, im Abschnitt (5—8) 12 und 16 und 22 mm. Der Steg auf der Mittelschiffseite ist unter der Kranschiene durch einen stumpf eingeschweißten Blechstreifen  $300 \times 30$  und  $300 \times 20$  mm zur Aufnahme und Verteilung der Raddrücke von maximal 52 und 38 t verstärkt. Zur Bildung der Fuge ist das Endfeld 4—5 auf den etwas auskragenden Träger 5—6 mit zwei Gleitlagern an jedem Steg gestützt. Knaggen an

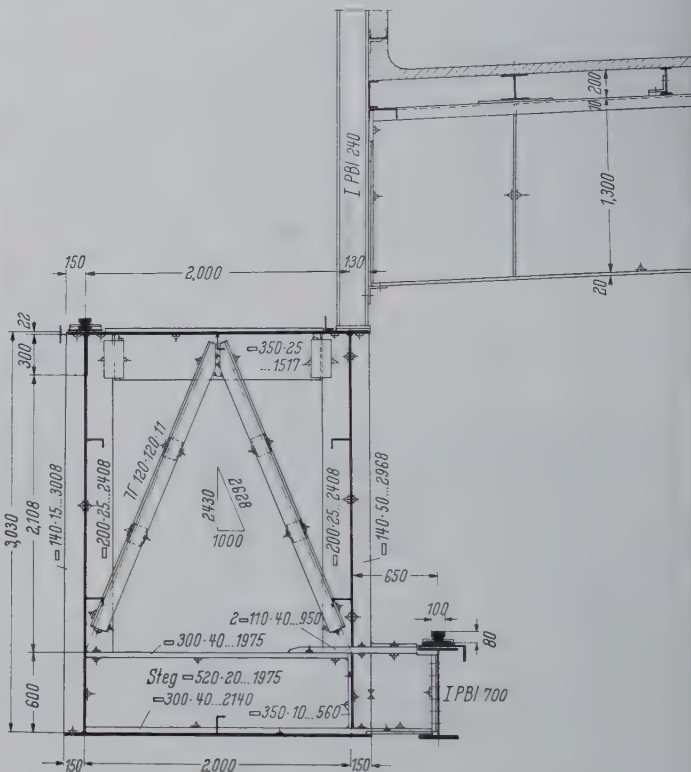


Bild 5. Querschnitt des Kastenträgers an der Zwischenachse

der Deck- und Bodenplatte übertragen die Horizontalkräfte. Die Längs- und Quersteifen sind zwischen den Hauptschotten sämtlich innen eingeschweißt, so daß der Träger mit den glatten Stegflächen von  $3,0 \times 7,5$  mm eine großzügige, ruhige Ansicht bietet (Bild 6).



Bild 6. Kastenträger-Endstück versandbereit



Die Träger wurden im Werk aus den fertig bearbeiteten und ausgesteiften Wänden in Drehvorrichtungen (Bild 7) zu 15 m langen Stücken bis zu 35 t Gewicht zusammengebaut, geschweißt und genau vermessen. Auch die im Teil II des Berichts ausführlich behandelten Baustellenstöße sind vollständig stumpf geschweißt, um das Aussehen nicht durch Niet- oder Schraubbilder zu beeinträchtigen. Da

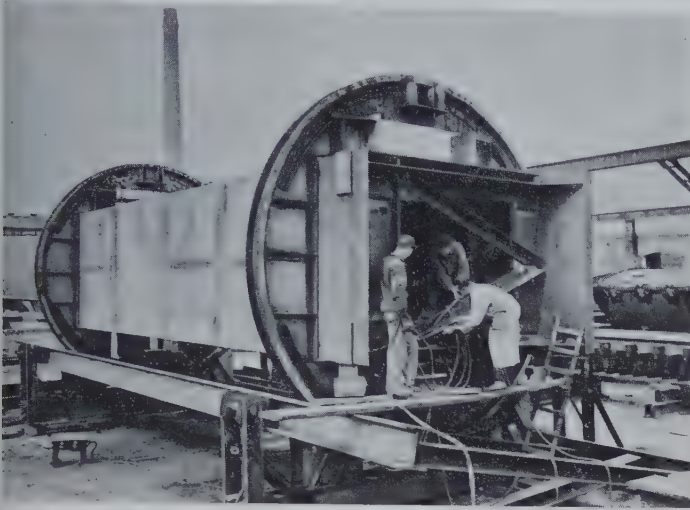


Bild 7. Kastenträger in drehbarer Schweißvorrichtung

die Abmessungen das normale Lademaß der Bundesbahn erheblich überschreiten, wurden mehrere Trägerstücke zugleich mit anderen Bauteilen per Bahn in Sonderzügen bei Sperrung des Nachbargleises an die Baustelle gefahren.

## 6.2 Berechnung

Die Kastenunterzüge sind als Durchlaufträger über drei und vier Felder berechnet, indem zunächst die Schnitt- und Auflagerkräfte für die beiden Hauptachsen unter der Annahme zentrisch angreifender Haupt- und Zusatzlasten — Eigengewicht, Dachlasten mit Schnee, Wind längs oder quer, vertikale und horizontale Kranlasten, Lagerreibung an der Fuge — in üblicher Weise ermittelt sind. Bei der Auswertung der Einflußlinien wurden auch die Krane des Seitenschiffs zunächst so einbezogen, als ob die Radlasten unmittelbar in der Mittelebene des Unterzuges wirkten. Daß sie in Wirklichkeit über den seitlichen Schienenträger in den Schottebenen konzentriert angreifen, bedeutet einen nur geringen, auf der sicheren Seite liegenden Fehler.

Sodann sind sämtliche am Kasten angreifenden Drehmomente ohne Berücksichtigung des endlichen Abstandes der Schotte unmittelbar an jeder Laststelle angesetzt und die inneren Torsionsmomente mit der vereinfachenden Annahme statischbestimmter Verteilung ohne Durchlaufwirkung berechnet. Hieraus folgten der Schubfluß im Querschnitt und die Spannungen mit Anwendung der Bredt'schen Formel

$$T = \frac{M_t}{2 b \cdot h}$$

In einer Nebenrechnung wurde der Einfluß der Behinderung der Querschnittsverwölbung nach der von Hans Ebner\*) angegebenen Methode für Endfeld und Mittelfeld untersucht. Während die Torsion bei einseitiger Last ihr Maximum erreicht, ist für die Gesamtspannung die Vollast beider Schiffe maßgebend, so daß dieser Lastfall auch der Zusatzberechnung zugrunde zu legen war. Die für das Mittelfeld errechneten größten Zwängungsspannungen  $\sigma_x = 53 \text{ kg/cm}^2$  und  $\tau = 119 \text{ kg/cm}^2$  liegen wegen der Annahme starrer Einspannung über den tatsächlich vorhandenen Werten.

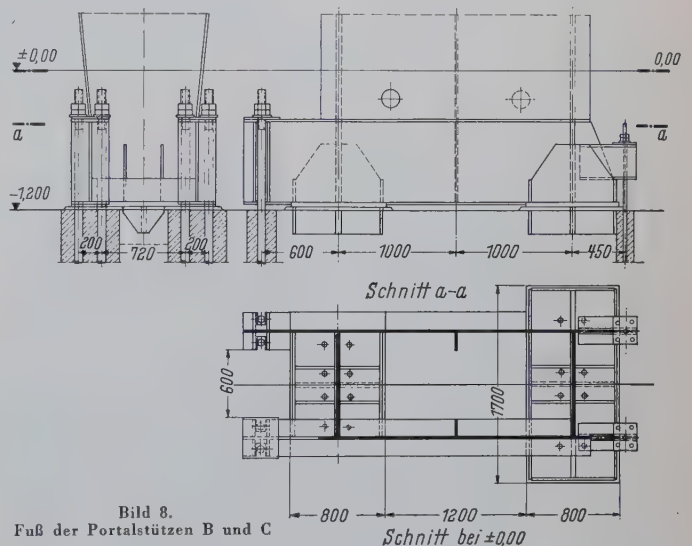
Weitere Zusatzspannungen waren in der am Mittelschiff liegenden Querschnittshälfte nachzuweisen, da die äußeren Drehmomente nicht wie zunächst vorausgesetzt, an jeder Laststelle der Mittelschiffkrane, sondern nur an den 7,5 m voneinander entfernten Schotten eingetragenen werden, so daß dieser Trägerteil eine Zwischenbiegung erhält.

\*) Zeitschrift für Flugtechnik und Motorluftschiffahrt Nr. 23, 24. Jhrg. 1933, Seite 645—655 und Nr. 24 Seite 684—692.

Die Schubspannungen sind durchweg gering, so daß z. B. die doppelten Kehlnähte zwischen Steg und Gurt mit 4 mm Dicke ausreichen. Nur die Verbindungsnähte unter der Kranschiene sind wegen der örtlichen Kräfte stärker bemessen. Der Träger biegt sich unter der ungünstigsten, praktisch kaum auftretenden Kranlast nur  $1,3 \text{ cm} = 1/2300$  durch. Der Anteil aus ständiger Last und Schnee wurde durch eine Überhöhung ausgeglichen. Die Torsionssteifigkeit des Trägers erhellt aus dem äußerst geringen Verdrehungswinkel, dem eine Vertikalbewegung des Eckpunktes von nur etwa 1 mm bei größter einseitiger Belastung — volle Dachlast und Krane des Seitenschiffs — entspricht. Allein schon der Berechnungsvorgang wie auch die Spannungen und Verformungen lassen erkennen, daß die universale Tragfähigkeit des Hohlträgers der Wirtschaftlichkeit und der Steifigkeit des Tragwerks zugute kommt.

## 7. Einzelne Bauglieder

Die Stützen der Mittelreihen bestehen aus zwei großen Breitflanschprofilen mit eingeschweißtem Stegblech von 2 m Breite. Eine Zuglasche am Kopf verhindert ein Abheben des Kastenträgers bei negativen Auflagerreaktionen. Die Portalstützen sind als konische Hohlkörper der Form des Kastenunterzuges angehängt und mit ihm durch eine große Auflagerplatte mit hochfesten Schrauben verbunden. Der Stützenfuß ist entsprechend den einseitig stark überwiegenden Einspannmomenten unsymmetrisch ausgebildet und ebenfalls geschweißt (Bild 8). Die Mittelschiffseite erhielt bei kleinerer Druckplatte 4 Anker  $D = 72 \text{ mm}$  der Güte 5 D zur Aufnahme von 218 t Zug, die andere Seite eine größere Druckplatte mit einer leichten Montageverankerung.



Die Kranbahnen der Seitenschiffe bestehen aus 15 m langen  $\text{I P B I 700}$  und sind als Zweifeldträger berechnet. In den Mittelreihen dient ein flach aufgelegtes U-Profil der Sicherung gegen Horizontalkräfte und Kippen sowie der Führung der Kranseitenrollen. In den Außenreihen besorgen dies der Riffelblechlaufsteg und ein T-Profil. Ein Problem stellte die Auflagerung der Kranbahnträger am Hauptunterzug, da einerseits für die Übertragung der 105 t Auflagerkraft nur sehr wenig Konstruktionshöhe zur Verfügung stand, andererseits ein starrer Anschluß und damit eine Beteiligung des angehängten Trägers am Kraftfluß im Unterzug zu vermeiden war. Der Zweifeldträger ist daher an den Enden auf Knaggen längsverschieblich gelagert, in der Mitte an der Konsole angeschraubt.

Die Pfetten lagern als Zweifeldträger mit versetzten Stößen auf den Vollwandbindern, deren Obergurt von einem U-Profil gebildet wird (Bild 9). Haupt- und Zwischenbinder konnten gleich bemessen werden, da bei den Rahmen des Mittelschiffs die Momente aus der Dachlast geringer als beim Einfeldträger sind und somit für die Zusatzkräfte genügend Spannungsreserve vorhanden ist. Die Eckverbindung ist mit hochfesten Schrauben hergestellt.

Die Pendelstützen der Außenreihen übernehmen außer den Dach- und Kranlasten den Winddruck aus dem Horizontalträger der Kranbahn. In den Giebelwänden des Mittelschiffs unterteilt ein auch als Laufsteg dienender Windträger die große tragende Länge der Pfosten.



Für die Berechnung und Ausführung der Schweißnähte war die Vorschrift DIN 4100 maßgebend. Die Nähte wurden, soweit erforderlich, nach besonderen Listen und Plänen geröntgt.

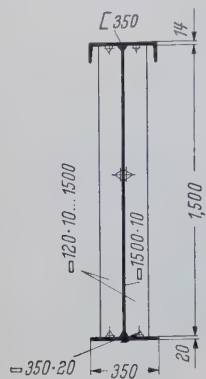


Bild 9.  
Querschnitt des Dachbinders  
im Mittelschiff

Die zu verwendenden Materialgüten wurden auf Grund der „Vorläufige Empfehlungen zur Wahl der Stahlgütegruppen für geschweißte Stahlbauten“ des Deutschen Ausschusses für Stahlbau bestimmt.

#### 8. Bemerkung zu Entwurf und Ausführung

In diesem Beispiel (Bild 10) begünstigte eine nach allen Richtungen gut durchdachte Planung und das Verständnis für das tech-



Bild 10. Blick vom Seitenschiff in das Mittelschiff

nisch Notwendige und Mögliche einen Schritt auf dem Weg, auf dem sich der Stahlbau mit der Zusammenfassung des Tragvermögens einzelner Bauglieder zur Zeit befindet. Entwurf und Überwachung der Ausführung lagen in Händen der Neubauabteilung der Deutschen Edelstahlwerke Krefeld (Leitung Direktor Stelbrink). Die Halle wurde geliefert und montiert von der M. A. N., Werk Gustavsburg, der auch die statische und konstruktive Bearbeitung oblag.

## Geschweißte Hallenkonstruktion

### II. Montage der geschweißten kastenförmigen Kranbahnträger

Von Dipl.-Ing. H. Eller, Gustavsburg

DK 624.9 : 621.791.7

#### 1. Vorbemerkung

Die Montage der in Teil I beschriebenen Hallenkonstruktion dürfte insbesondere wegen der auf der Baustelle ausgeführten geschweißten Vollstöße der kastenförmigen Haupttragelemente von Interesse sein. Die Frage nach der Ausbildung der Stöße dieser kastenförmigen Hohlträger ( $2,0\text{ m} \times 3,0\text{ m}$ ) wurde aus verschiedenen Gründen zugunsten des Schweißvollstoßes entschieden. Einmal sollte das glatte Aussehen der Träger nicht durch Niet- oder Schraubenbilder beeinträchtigt werden. Es kam aber noch ein weiterer Grund hinzu. Ein Niet- oder Schraubstoß — alle 15 m angeordnet — ist heute für einen geschweißten Kastenträger keine vollbefriedigende Lösung mehr. Zu dem geschweißten Kastenträger gehört in konsequenter Fortführung der technischen Entwicklung auch der geschweißte Baustellenstoß. Dies um so mehr, da das Schweißen auf der Baustelle heute schon weit verbreitet ist und keine unüberwindliche Schwierigkeit für den Montage- und Schweißingenieur darstellt. Es sei in diesem Zusammenhang nur an den Bau geschweißter Brücken, Kugelgasbehälter und Großapparate der Erdölindustrie erinnert.

Für die Arbeiten auf der Baustelle ergab sich deshalb montage-technisch und auch zeitlich folgende Unterteilung:

1. Montage der Kastenträger mit zugehörigen Stützen.  
(Anlegen, Anpassen, Montieren und Schweißen).
2. Montage der übrigen Konstruktion.

Die Baustelleneinrichtung mußte auf diese beiden technisch ganz verschiedenen Arbeitsgänge abgestimmt werden. Für die Bewegung und Montage der im Gegensatz zur übrigen Konstruktion relativ schweren Kastenträger (max. Stückgewicht etwa 35 t) und der zugehörigen Stützen wurde ein Portalkran (Spurweite 39,400 m, Hakenhöhe etwa 14 m, Nutzlast 40 t) eingesetzt (Bild 1).

Die Kranbahnträger der Seitenschiffe, Wände, Dachbinder, Pfetten usw. wurden mittels Motorkran montiert, und zwar im Bauabschnitt I erst nach Fertigstellung der Kastenträger bis zur Dehnfuge (Gelenk) bei Achse 5 und im Bauabschnitt II erst nach kompletter Fertigstellung der Hauptträger bis zur Giebelwand bei Achse 1. Die Kastenträger konnten so ausgerichtet und eingemessen werden, ohne daß durch ständige Veränderung der Trägerbelastung zusätzliche Verformungskomponenten auftraten.

Die etwa 32 m langen und etwa 9 t schweren geschweißten Vollwandbinder des Mittelschiffes wurden mit einem Motorkran gezogen.

#### 2. Anlegen und Anpassen der Hauptträger

Das Anlegen und Anpassen der Einzelstücke zu dem Trägerstrang mit den vorgegebenen Abmessungen erfolgte auf der Baustelle (Bild 2). Die Länge der von der Werkstatt zu liefernden Einzel-



Bild 1. Kranträgereinzelstück während der Montage





Bild 2. Teilansicht der Baustelle

stücke betrug 15 000 mm. Je Feld (Feldweite 30 m) waren somit 2 Baustellenstöße auszuführen. Das in Feldmitte anzubauende Kastenträgerstück wurde auf zwei Hilfs-Gitterstützen gelagert. Insgesamt waren 26 Stöße zu schweißen. Die Stückgewichte der einzelnen Kastenträger betrugen 25 — 35 t.

Die einzelnen Kastenträger wurden mit einer Längenzugabe geliefert, die je Ende 50 mm betrug (Bild 3).

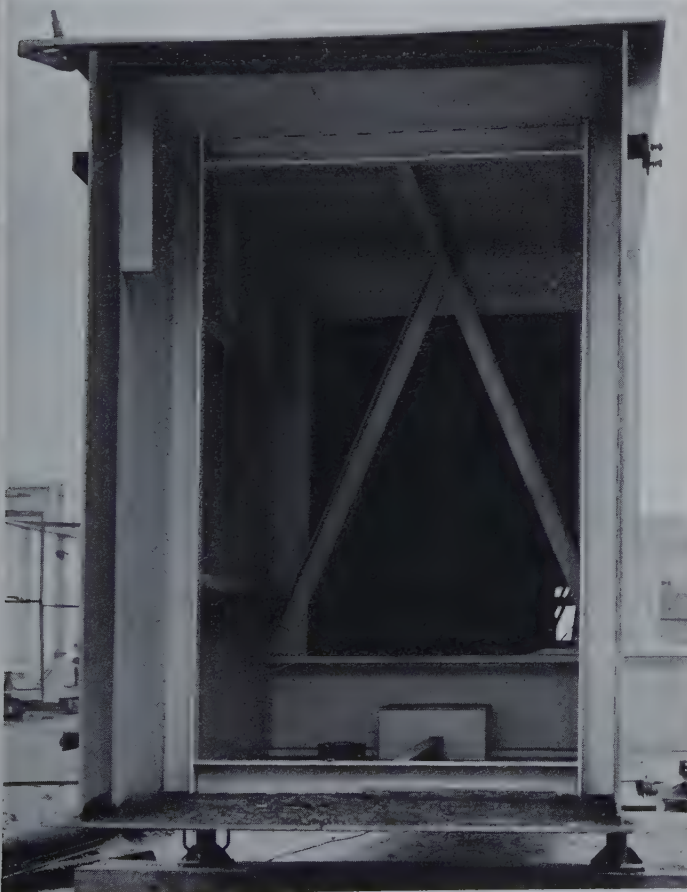


Bild 3. Querschnitt des Kastenträgers

Die mit Überlänge versehenen Kastenträger mußten auf der Baustelle so angepaßt und bearbeitet werden, daß der Trägerstrang gerade und die Stegbleche lotrecht waren. Die Überhöhungsmaße mußten den vorgeschriebenen Werten entsprechen. Die für den fertiggeschweißten Trägerstrang geforderten Toleranzen entsprachen

den Werten, die im Stahlbau üblicherweise für die Werkstattarbeit am Einzelstück gelten. Somit waren in allen Arbeitsgängen große Genauigkeit und Sorgfalt erforderlich. Es war vorgesehen, die Anpaßarbeiten am Boden so durchzuführen, daß immer mindestens zwei Trägerstücke bearbeitet und ausgerichtet für das Anlegen weiterer Trägerstücke zur Verfügung standen. Im ersten Bauabschnitt (83,500 m von 204,500 m) mußte von dieser Bearbeitungsart aus terminlichen Gründen abgegangen werden. Das Anlegen und Bearbeiten erfolgte in diesem Bauabschnitt auf den Stützen und Hilfsstützen. In beiden Fällen erhielt ein Kastenträgerende seine Schweißkanten vorweg. Dann wurde der nächste Träger so dicht wie möglich beigefahren und nach Richtung, Lage und Höhe ausgerichtet. Unter Berücksichtigung der Konstruktionslänge und der Schrumpfmasse (4—5 mm je Stoß) wurde dann das unbearbeitete Ende parallel zum schon bearbeiteten angerissen. Das Brennschneiden erfolgte von Hand. Falls erforderlich, wurden die Brennkanten nachgeschliffen.

Der neu angelegte Träger wurde nach der Kantenbearbeitung dicht an den Trägerstrang herangefahren und die vorgeschriebene Spaltbreite (2 mm) eingestellt. Gleichzeitig wurde der Träger neu ausgerichtet. Im ersten Bauabschnitt war der so ausgerichtete Träger fertig zum Schweißen. Im zweiten Bauabschnitt wurden die Anpaßarbeiten am Boden durchgeführt. Der fertig ausgerichtete Träger wurde mittels einer Verlaschung in seiner Lage fixiert. Bei der Montage der Träger und dem erneuten Einrichten auf den Stützen konnte dadurch die vorgeschriebene Trägerlage leichter eingestellt werden.

### 3. Schweißen der Trägerstöße

Die Hauptschweißarbeit fiel in die Wintermonate. Alle Schweißarbeiten wurden von Hand durchgeführt. Als Elektrode war eine kalkbasierte Elektrode vom Typ Kb XI 1 eingesetzt, die sich bei der ausführenden Stahlbaufirma für Baustellenschweißung bereits gut bewährt hatte. Kalkbasierte Elektroden sind jedoch besonders feuchtigkeitsempfindlich und neigen, wenn sie im feuchten Zustand verschweißt werden, zur Porenbildung. Die dynamische Beanspruchung des Kastenträgers (Kranbahnträger) erforderte jedoch einwandfreie Nähte ohne Fehlstellen. In dem Schweißplan wurden deshalb auch Fragen der Baustelleneinrichtung und der Elektrodenlagerung und -behandlung besonders berücksichtigt.

Einige der wesentlichen Punkte sind im folgenden genannt:

Sämtliche Elektroden wurden im Elektrodenofen getrocknet und vorgewärmt.

Der Transport von Elektroden vom Elektrodenmagazin (Elektrodenofen) zum Arbeitsplatz durfte nur in geheizten Köchern erfolgen.

Während der Arbeit durfte immer nur die gerade benötigte Elektrode aus dem geheizten Köcher entnommen werden.

Die zu schweißenden Stöße wurden mit einem dichten Zelt umgeben.

Vor jedem Schweißen und nach jeder Pause wurde der Schweißansatz mit der Brennerflamme getrocknet und vorgewärmt.

Alle Schweißarbeiten an den Kastenträgern wurden symmetrisch durchgeführt.

Die Nahtwurzel wurde durch Schleifen entfernt.

Alle Baustellennähte wurden 100 %ig geröntgt.

Über die Reihenfolge der einzelnen Schweißnähte ist zu sagen, daß zunächst bei Untergurt, Obergurt und den Stegen die Wurzel- und eine weitere Lage gelegt wurden. Damit hatte der Träger im wesentlichen seine Form. Hierbei wurden die Gurte symmetrisch von Gurtmitte nach außen geschweißt, beide Stege gleichzeitig von unten nach oben. Nach den beiden ersten Lagen wurde die Wurzel von der entgegengesetzten Seite entfernt. Hierzu wurden Winkelschleifmaschinen mit Nylonschleifscheiben eingesetzt. Beim anschließenden Fertigschweißen des Stoßes wurden, an der ausgear-



beiteten Seite beginnend, alle Nähte bis auf die beiden letzten Lagen fertiggestellt. Letzte Lage und Decklage bildeten den Abschluß der Schweißarbeit. Unmittelbar nach dem Schweißen wurden die Stöße komplett geröntgt und — falls erforderlich — ausgebessert.

4. Vermessungsarbeiten

Die geforderte Genauigkeit in bezug auf die Gradheit und Höhenlage der fertigverlegten Kranschiene gab der Vermessungsarbeit auf dieser Stahlhochbau-Baustelle ein besonderes Gewicht. Es war gefordert, daß ein Kranschieneustrang mit  $\pm 2$  mm seitlicher Abweichung gegenüber der Sollachse verlegt wird. Dieses Maß mußte sowohl bei der Vierkantschiene für die Vertikalrollen als auch bei dem T-Profil für die Horizontalrollen eingehalten werden. Dies bedeutet für die Spurweite (im Mittelschiff 28.000 mm) eine Toleranz von  $\pm 4$  mm. Ähnlich enge Toleranzen waren auch für die Höhenlage der Kranschieneoberkante festgelegt. Hierbei ist besonders zu erwähnen, daß zwischen Kranschiene und Trägerobergurt eine Schleißlamelle konstanter Dicke liegt, eine Ausgleichsmöglichkeit planmäßig also nicht vorgesehen war.

Die Tatsache, daß die Bohrungen für die Kranschiene erst am fertig verlegten und geschweißten Trägerstrang ausgeführt wurden, brachte nur in bezug auf die seitliche Lage und Gradheit der Kastenträger eine gewisse Erleichterung.

Tafel 1. Auszug aus den Meßblättern

Meßstelle f	Toleranzen gegenüber den Sollmaßen in (mm)						
	Kastenträger			Kranschienen			
	Nivellement a		Spannweite b B — C	Geradheit c Reihe C	Spannweite d B — C	Nivellement e	
	Reihe B	Reihe C				Reihe B	Reihe C
8	+1	+1	−6	±0	−1	+2	+4
7''	+1	−3	−4	−1	−1	±0	−2
7'''	+3	−1	−1	±0	±0	±0	−1
7	+2	+2	±0	±0	±0	+2	±0
6'''	+1	+2	+2	±0	−1	−1	+1
6''	+2	+2	+3	±0	−1	+2	+1
6'	+3	+2	+3	±0	±0	+4	+1
6	+1	±0	+2	±0	±0	+2	±0
5'''	−1	−4	+9	±0	±0	−2	−4
5''	+1	−3	+9	+1	±0	±0	−2
5'	+3	±0	+9	±0	+1	+3	±0
5I	+2	+2	+3	±0	±0	+3	+1
5II	±0	+2	+6	±0	+1	±0	+1
4'''	+3	−1	+9	+1	+2	±0	−1
4''	+3	+1	+6	±0	+1	±0	−1
4'	+4	±0	+4	+1	+2	+1	−1
4	±0	±0	±0	+1	+1	−1	−1
3'''	+3	+2	+3	+2	+2	±0	+1
3''	+6	+6	+7	+1	+3	+6	+5
3'	+8	+4	+9	±0	+2	+9	+3
3	+4	±0	±0	−1	+2	+4	±0
2'''	+2	+2	+1	±0	+2	+2	+2
2''	+6	+4	−3	+1	+3	+6	+3
2'	+8	+3	−4	±0	+2	+7	+3
2	+3	±0	±0	±0	+1	+2	+1
1'''	+2	±0	−6	−1	±0	±0	±0
1''	+5	+4	+3	−1	−2	+2	+5
1'	+5	+3	−5	−2	−2	+3	+5
1	+2	+3	−2	−2	−2	+1	+1

- a) Gemessen auf Kastenträgerobergurt über Stegmitte,
- b) Abstand zwischen den Stegmitten,
- c) Abweichung der Schienenmitten von theoretischer Achse,
- d) Abstand zwischen den Schienenmittellachsen,
- e) Gemessen auf Schienenmitte,
- f) Der Abstand der hier angeführten Meßstellen beträgt 7,5 m.

Beim Anlegen der Träger sowie während des Schweißvorganges wurde die seitliche Lage der Träger durch Stichmaße zu einem gespannten Draht kontrolliert. Das Hauptausrichten der Trägerstränge erfolgte mittels Theodolit von den Festpunkten aus ebenfalls über Stichmaße. Die Festpunkte befanden sich außerhalb der Halle, und zwar waren alle Kranschieneachsen durch Festpunkte markiert, deren seitliche Abstände mit Meßblättern genau eingemessen und mittels Bandmaß kontrolliert waren.

Bei der Abnahme wurde in jedem Hallenschiff eine Kranbahnachse mittels Theodolit-Messung kontrolliert. Die Spurweite zur anderen Kranschieneachse wurde mittels Bandmaß gemessen.

Die Höhenlage der Kastenträger wurde auch während des Schweißvorganges laufend kontrolliert.

Für das Ausmessen der Bohrungen für die Kranschienebefestigung wurde die gesamte Hallenlänge in verschiedene Abschnitte aufgeteilt. Die Anfangs- und Endpunkte wurden mittels Theodolit eingemessen. Die dazwischenliegenden Punkte wurden mittels Lot von einem gespannten Draht ermittelt. Ebenso wurde später beim Ausrichten der Kranschiene verfahren.

Bei diesen Arbeiten zeigte sich, daß auch eine Bandmessung über einen freien Raum von etwa 28 m hinweg sehr genau sein kann, wenn richtig vorgegangen wird, d. h. wenn die Einflüsse aus Temperatur und Durchhang berücksichtigt werden.

Die in Tafel 1 angegebenen gemessenen Werte zeigen die gute Übereinstimmung der mit Theodolit durchgeführten Messungen und der Spannweitenmessung mit Bandmaß. Die Maßgenauigkeit dürfte bei beiden Methoden etwa gleich sein.

Die geschweißten Trägerstränge zeigen über die gesamte Bauwerkslänge eine maximale seitliche Abweichung von der vorgeschriebenen Kranschieneachse (gemessen über Stegmitte) von  $\pm 9$  mm. Die meisten Meßpunkte liegen jedoch innerhalb einer Toleranz von  $\pm 5$  mm. Das Nivellement auf dem Obergurt über Stegblechmitte ergab Werte von  $-4$  mm bis  $+8$  mm gegenüber der Sollebene. Bei den Plus-toleranzen über  $+3$  bis  $4$  mm ist jedoch zu berücksichtigen, daß sie in den Feldern auftraten, die gegen die Verformungen aus ständiger Last planmäßig überhöht waren. Die entsprechenden Lasten waren bei der Abschlußmessung jedoch noch nicht restlos aufgebracht (Dachhaut, Wände). Minuswerte über  $-1$  mm traten nur an 3 Meßstellen von insgesamt 60 Meßstellen auf.

Die Bohrungen für die Kranschienebefestigung wurden am fertiggeschweißten Trägerstrang ausgeführt. Bei der Montage der Kranschiene konnte somit die geforderte Genauigkeit von  $\pm 2$  mm für die seitliche Abweichung der Kranschiene von der vorgeschriebenen Achse eingehalten werden.

Infolge der Unterfütterung der Kranschiene durch eine Schleißlamelle konstanter Dicke lagen die Werte des Nivellements der Schienenoberkante in etwa innerhalb der gleichen Toleranzen wie das Nivellement des rohen Kastens.

Die vorgenannten Meßergebnisse zeigen, daß auch beim Schweißen schwerer kastenförmiger Träger die Verformungen in engen Grenzen gehalten werden können.

5. Schlußbemerkung

Die durchgeführte Montage zeigt, daß es heute montagetechnisch und auch schweißtechnisch möglich ist, schwere Kastenträgerkonstruktionen auch im Winter auf der Baustelle zu schweißen. Hierzu sind jedoch eine Reihe von technischen Voraussetzungen erforderlich. Bei dynamisch beanspruchten Tragelementen sollte man bei Baustellenschweißung auf das Röntgen nicht verzichten.

Das Gewicht der geschweißten Kranbahnträger (ohne Schiene und Schleißlamelle) beträgt etwa 825 t, das Gesamtgewicht der Halle etwa 3000 t.

Die Montage war am 22. April 1959 beendet.

Verschiedenes

Das Radioteleskop bei Sugar Grove, USA 1)

Mit einem voraussichtlichen Kostenaufwand von 79 Millionen Dollar wird gegenwärtig in den USA vom Office of Naval Research ein Projekt verwirklicht, das einer stürmischen Entwicklung in der

Radioastronomie Raum gibt. Das neue steuerbare Radioteleskop im radio-astronomischen Forschungszentrum der US-Navy in West-Virginia ist mit einer Reihe von Superlativen ausgestattet, so vor allem durch seine gigantischen Ausmaße; denn mit einem Reflektordurchmesser von mehr als 180 Metern ist dieses Gerät ohne vergleichbares Beispiel. Dies zeigt auch ein Überblick über die größten Radioteleskope der Welt, die sich zum Teil noch im Bau befinden:

1) Nach Tyrell, F. C.: „The Big Dish“, Civil Engineering 29 (1959) H. 11, S. 792/795; vgl. auch ENR Vol. 165 (1960) Nr. 18, 3. November, S. 19/22.



Sugar Grove, West Virginia, USA	182,9 m,
Nicht genannter Ort, Sowjet-Union	106,7 m,
Jodrell Bank, England	76,2 m,
Parkes, N. S. W., Australien	64,0 m,
Greenbank, West Virginia, USA	42,7 m,
Berlin-Adlershof, Deutschland	36,0 m,
Greenbank, West Virginia, USA	25,9 m,
Michigan, Michigan, USA	25,9 m,
Washington, D. C., USA	25,6 m,
Stockert, Eifel, Deutschland	25,0 m.

Den Anstoß zu dieser Entwicklung gab der enorme Fortschritt in der Radioastronomie. Die leistungsfähigsten optischen Instrumente, z. B. das Teleskop auf dem Mount Palomar, benutzten das Hohlspiegelprinzip zur Konzentration der Lichtenergie, um sie physikalisch-experimentell nutzbar zu machen. Dieses Prinzip löste das Streben nach immer größeren Abmessungen der Reflektoren aus, da in der Optik sowohl als in der Hochfrequenztechnik die eingefangene Strahlungsenergie von der Objektöffnung, oder der Auffangfläche abhängt. Diesem mit **Lichtstärke** bezeichneten Qualitätsbegriff steht ein anderer, das **Auflösungsvermögen** eines Instrumentes gegenüber. Und da dieses in der Hauptsache dem Verhältnis von Objektiv- oder Reflektordurchmesser zur Wellenlänge proportional ist, also bei optischen Geräten wegen der Kleinheit der Wellenlänge schon von Haus aus groß ist, so ergibt sich ein weiterer Gesichtspunkt für die Vergrößerung der Abmessungen der Radioteleskopreflektoren. Ein den optischen Instrumenten vergleichbares Auflösungsvermögen läßt sich auf diesem Wege allerdings nicht erreichen, da die für die Radioastronomie in Frage kommenden Wellenlängen etwa 200 000- bis 400 000mal größer sind.

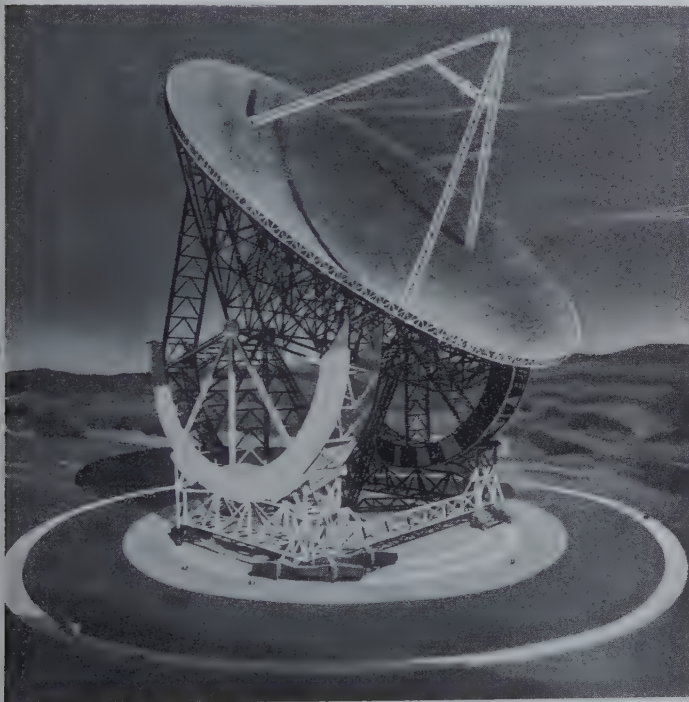


Bild 1. Modellaufnahme des größten Radioteleskops der Welt

Das Tempo der Entwicklung läßt sich erahnen, wenn man bedenkt, daß vor zwei Jahren das Gerät der Bonner Sternwarte auf dem Stockert<sup>2)</sup> noch zu den drei größten der Welt gezählt wurde.

Mit den Entwurfsarbeiten am Radioteleskop Sugar Grove, die im Jahre 1956 begannen, wurde ein großes Ingenieur-Konsortium beauftragt, das von zahlreichen staatlichen und privaten wissenschaftlichen Organisationen beraten wurde. Es wurde eine Entwurfsstudie für ausführbar erachtet, die eine Alt-Azimutlagerung des Gerätes vorsah, ein Prinzip, das allen großen und damit schweren Instrumenten gemeinsam ist.

Die Reflektoroberfläche war ursprünglich aus ungelochtem Blech geplant, doch resultierten hieraus zu hohe Wind- und Schneelasten. Es wurden Windstudien an maßstäblichen Modellen der Reflektorrahmen angestellt, um die Winddruckfaktoren zu bestimmen, sowie um Vorstellungen über Größe und Verteilung von Böenwirkungen zu erhalten.

Dem Ausführungsentwurf wurden außer dem Eigengewicht folgende Belastungen zugrunde gelegt:

	Wind	Schnee
In Betrieb	8,9 m/sec	15 kg/m <sup>2</sup>
	13,4 m/sec	—
Außer Betrieb	22,4 m/sec	25 kg/m <sup>2</sup>
	40,2 m/sec.	

Die Windlasten waren für eine Teilfläche von 10 % der Reflektoroberfläche mit einem Böenfaktor von 1,5 anzusetzen. Der Staudruck wurde angenommen zu

$$q = 0,0625 v^2$$

$$(v \text{ in m/sec, } q \text{ in kg/m}^2).$$

Das Anwachsen des Staudruckes mit der Höhe wurde mit

$$q_h = (h/15)^{2/7}$$

berücksichtigt, wobei der Staudruck bis zur Höhe von 15 m über dem umgebenden Terrain konstant bleibt<sup>3)</sup>.

Die zulässigen Spannungen wurden in Übereinstimmung mit den Normen der AISC festgesetzt. Für das bei großen Windbeanspruchungen außer Betrieb gesetzte Gerät wurden besondere zulässige Normalspannungen eingeführt, und zwar für

Tragglieder auf Biegung oder axialem Zug:  $\sigma_{zul} = 0,80 \sigma_F$ ,  
auf axialem Druck, wenn kein Stabilitätsfall vorliegt:  $\sigma_{zul} = 0,75 \sigma_F$ ,  
für die ein Stabilitätsfall maßgebend wird:  $\sigma_{zul} = 0,70 \sigma_{Kr}$ .

Das Hauptproblem beim Entwurf der Tragkonstruktion war, ein System zu finden, das rund 6000 Tonnen Windlast mit einem Minimum an seitlicher Verschiebung auf das horizontale Mittellager überträgt. Die Lösung wurde in einem Raumbachwerk von hochgradiger statischer Unbestimmtheit gefunden. Der Entwurf dieses Systems mußte große Abmessungen und Gewichte beherrschen. Die beiden voneinander unabhängigen Azimut- und Altitudenbewegungen müssen mit größter Genauigkeit erfolgen, so daß hohe Ansprüche auf größte Steifigkeit bei ausgeglichenen Verformungen mit geringstem Konstruktionsgewicht zu vereinen waren.

Die ungewöhnlich umfangreichen Berechnungen wurden in kurzer Zeit auf einer IBM 704 Rechenanlage bewältigt.

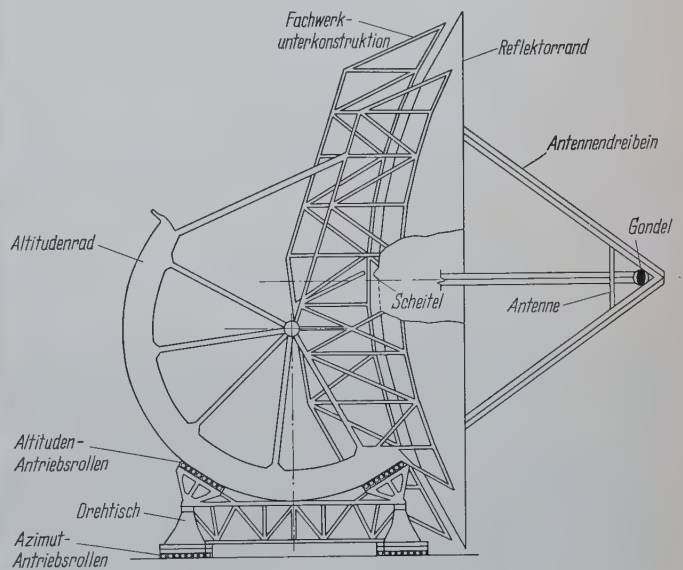


Bild 2. Schematischer Schnitt bei horizontaler Zielrichtung

Die Antennenoberfläche besteht aus Aluminium-Streckmetall, das auf Aluminiumrahmen gespannt ist. Die Rahmen werden von einem rostartigen vollständig aus Aluminiumrohren geschweißten Fachwerk unterstützt, das zusammen mit dem Belag eine quasi-quadratische Flächeneinheit von 16,8 m Seitenlänge bildet. Die Hauptträger haben eine Bauhöhe von 3,0 m.

Da nun die Verformungen der darunterliegenden Stahlkonstruktionen aus Wind- und Schneelast sowie aus Temperaturunterschieden weit über der zulässigen Abweichung der Reflektoroberfläche von einem genauen Rotationsparaboloid liegt, wurde eine ebenso sinnreiche wie aufwendige Methode zur Korrektur dieser Verformungen entwickelt. Dieses als „configuration control“ bezeichnete System besteht aus der Lagerung der Reflektoreinheiten auf Stellschrauben, deren justierende Bewegung über einen automatischen Abtastmechanismus gesteuert wird und jede Verformung normal zur Oberfläche kompensiert. Über dem Paraboloid erhebt sich das Antennendreibein, das im Brennpunkt des Gerätes die Empfangsantennen trägt.

<sup>2)</sup> Mohr, L.: Über Konstruktion und Berechnung des Antennenspiegels für das Radioteleskop der Universitätssternwarte Bonn. Stahlbau 27 (1958) S. 63/69.

<sup>3)</sup> Vgl. u. a.: Stahlbau 28 (1959) S. 317 f und 29 (1960) S. 197.



Der Reflektor lagert mit seiner Unterkonstruktion auf zwei halbkreisförmigen Altitudensegmenten. Jedes dieser Segmente wird aus zwei Kastenträgern  $9,10 \times 1,10$  m im Abstand von 15,2 m gebildet, mit einem Krümmungsradius von 57,9 m. Sie tragen zwei rechteckige Stahlschienen  $250 \times 120$  mm als Rollenkränze für die Unterstützung durch je 2mal 8 Tragrollen. Die gesamte ständige und veränderliche Last des Reflektors wird somit von 128 Rollen aufgenommen. Die Hälfte der Tragrollen sind als Antriebsrollen ausgebildet, und der Reflektor kann mit ihrer Hilfe um  $90^\circ$  zwischen Zenitstellung und horizontaler Zielrichtung um die Horizontalachse gekippt werden.

Sämtliche Tragrollen sind hydraulisch aufgehängt und mit Hilfe von Spannrollen auf den Rollenkranz zentriert. Diese Konstruktion ermöglicht die Anpassung der Rollen an Ungenauigkeiten der Lauffläche, sie sichert auch das volle und gleichmäßige Tragen aller Rollen und erlaubt das Absenken der gesamten Reflektor-konstruktion auf Versatzlager, um die Rollen vor Überbelastung bei hohen Windgeschwindigkeiten zu schützen.

Die Lasten aus den Altitudenantriebseinheiten übernimmt ein rechteckiger Grundrahmen in schwerer Fachwerkkonstruktion. Die

vertikalen Lasten werden auf 8 große Azimut-Laufrollenschemel übertragen, die, je vier auf zwei konzentrischen Kreisen von 116,4 m und 140,0 m Durchmesser, ebenfalls auf Stahlschienen mit einem Rechteckquerschnitt von  $250 \times 100$  mm laufen.

Der Grundrahmen kann auf diese Weise um ein Zentrallager rotieren. Dieses Zentrallager hat, abgesehen von Reibungsreaktionen, die zwischen den Azimut-Laufrollen und den Schienenkränzen wirken, sämtliche Seitenkräfte aufzunehmen, die auf das Teleskop wirken und ist in ein Stahlbetonfundament von 28,9 m Durchmesser und 6,1 m Tiefe gebettet.

Der Antriebs- und Steuerungsmechanismus ist wegen der ungewöhnlichen Präzision der Bewegungen ebenfalls hochentwickelt, jedoch kann hier nicht näher darauf eingegangen werden.

Gewichtsangaben wurden nicht gemacht. Doch kann man das Gewicht des Reflektors mit Unterkonstruktion und Antrieb mit 20 000 Tonnen annehmen. Das Gewicht des Grundrahmens einschließlich Lager und Fahrschemel läßt sich auf 8000 Tonnen schätzen.

Die Fertigstellung des Radioteleskops wird im Laufe des Jahres 1962 erwartet. Dipl.-Ing. F. G. Herschel, Gustavsborg

### Brücken-Untersuchungswagen

Mit der Fertigstellung der neuen Mainbrücke in Stockstadt ergab sich die Frage, einen Untersuchungswagen bereitzustellen. Von der Bundesbahndirektion Frankfurt (M.) wurde bei dieser Gelegenheit von der bis dahin weitverbreiteten Praxis stationärer Brücken-Untersuchungswagen abgegangen. Es wurde aus Gründen der Kostenersparnis ein Wagen entworfen, der transportabel und durch seine besondere Konstruktion für Brücken der verschiedensten Art verwendbar ist.

Der Untersuchungswagen besteht aus einer dreiteiligen Bühne mit einer Gesamtlänge von 14,50 m und einer Laufgangbreite von 800 mm. Die Bühnenteile haben je zwei Kastenholme, die durch Distanzrohre und einen rutschsicheren Riffelblechbelag verbunden sind. An den Verbindungsstellen werden die Teile mittels einer Kupplungsvorrichtung aus Stahl zusammengesteckt und durch Sicherungsstifte gehalten. Das abnehmbare Rohrgeländer wird in eingestecktem Zustand an den Endstützen durch Schrauben gesichert.

Die Hängegerüste aus Leichtmetallrohren haben je zwei Lauf-räder mit gummi belegten Laufflächen und je zwei unter der Lauf-schiene angeordnete Sicherheitsrollen, um ein Auflaufen der Lauf-räder-Spurkränze zu verhindern. Über die Laufschiene hinausragend, befinden sich im Bereich der Lauf-räder Achsbruchsicherungen. An den unteren Enden der Hängegerüste sind die Stahl-beschläge mit den Karabinerhaken zum Aufhängen der Bühne angebracht.

Der Brücken-Untersuchungswagen ist für eine zulässige Verkehrs-last von  $300 \text{ kg/m}^2$  entworfen und ausgeführt worden. Er wird zum Einsatz auf zwei Schlauchboote mit Außenbordmotorantrieb montiert und so unter die Brücke gefahren (Bild 1).

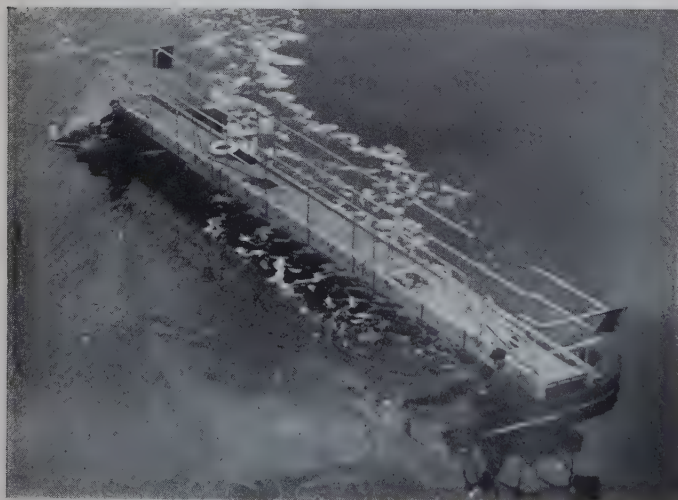


Bild 1. Einfahren des Untersuchungswagens

Das Hochziehen erfolgt durch zwei transportable, dem Brücken-geländer angepaßte, anschaubare Schneckenwinden mit je 500 kg Tragkraft. Mit einer Einschwenvorrichtung an jedem Hängegerüst wird dann der Untersuchungswagen auf die Laufschienen der Brücke aufgesetzt (Bild 2).

Das eine Hängegerüst hat zur Aufnahme der auftretenden Längs-kräfte eine seitliche Abstützung, das andere eine abnehmbare Einsteigleiter mit Rückenschutz zum Besteigen des Wagens von der Brücke aus.



Bild 2. Einsatzbereiter Untersuchungswagen und Besichtigungsgerüst

Das Verfahren des Wagens erfolgt von Hand durch einen an jedem Hängegerüst vorhandenen Kurbelantrieb auf ein mittels Rollen-kette verbundenes Lauf-räder. Der Kurbelantrieb besitzt eine selbsttätige Sperre, die den Wagen in der jeweiligen Lage festsetzt (Bild 3).

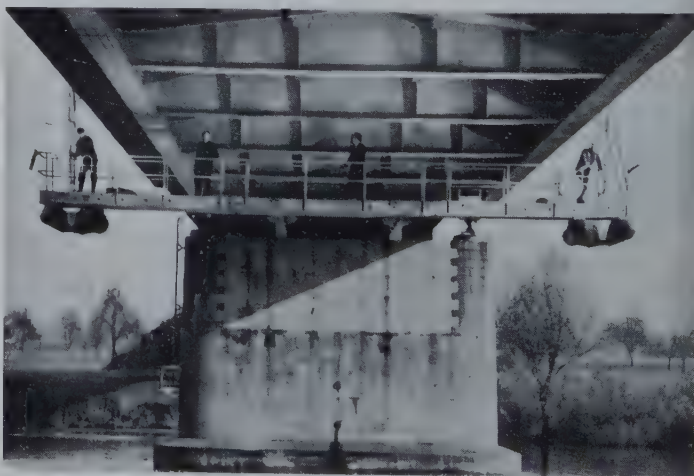


Bild 3. Untersuchungswagen im Einsatz beim Verfahren

Der geschilderte Brücken-Untersuchungswagen wird zur Kontrolle, zum Anstreichen und für kleinere Reparaturen verwendet. Da er bei abgenommenem Geländer nur eine Maximalhöhe von 400 mm hat, eignet er sich außerordentlich gut auch für Brücken mit niedrigen Durchlaßöffnungen.

Die Abbildungen wurden von der „Zarges-Leichtmetallbau K.G., Weilheim-Oberbayern“ zur Verfügung gestellt, in deren Händen auch der Bau des Brücken-Untersuchungswagens lag.

Dipl.-Ing. K. Nettelbeck, Frankfurt



## Vortragstagung „Probleme um den Brückenbau“

Herr Oberbaudirektor i. R. K. Schüssler, Köln, konnte sehr zufrieden sein mit dem regen Besuch von Fachleuten des Stahlbaues, als er die am 26. 10. im Haus der Technik in Essen abgehaltene Tagung „Probleme um den Brückenbau“ eröffnete. Das Referat von Oberbaurat A. Seils, Bundesbahn-Zentralamt München, behandelte das Thema „Korrosionsschutz an Stahlbauwerken“. Der Vortragende wandte sich zunächst den vorbeugenden Korrosionsschutzmaßnahmen zu. Die moderne Schweißkonstruktion bietet zwar der Witterung weniger Angriffspunkte, andererseits aber muß beachtet werden, daß dem Korrosionsschutz der stahlsparenden Bauwerke wegen der geringeren Materialreserve besondere Bedeutung zukommt. Es bedarf nach den bisherigen Erfahrungen noch einer intensiven Schulung des zuständigen Personals der Stahlbaufirmen, aber auch der Abnahmebeamten, wenn es erreicht werden soll, daß die Konstruktionen je nach ihrer vielfach unterschiedlichen Korrosionsbeanspruchung das wirtschaftlichste Schutzsystem erhalten. Die steigenden Lohnkosten für Entrosten und Anstrich, die zu den Kosten für Anstrichstoffe etwa in einem Verhältnis 3:1 stehen, unterstreichen die Wichtigkeit eines sorgfältig aufgetragenen Schutzes unter Verwendung bester bewährter Stoffe.

Der Verminderung der Rostgeschwindigkeit von Stahl durch Kupferzusatz wird zur Zeit wieder Interesse entgegengebracht. Versuche der DB ergaben, daß Cu-Zusätze zwischen 0,2 und 0,35 % günstige Auswirkungen zeigen und auch für einige Anwendungsgebiete, z. B. im Wagenbau, wirtschaftlich tragbar sind. Man weiß auch, daß dabei die Haftung des Anstriches verbessert wird.

Neben den Anstrichen nimmt das Verzinken bei besonders starker Beanspruchung breiten Raum ein. Allerdings benötigen flammgespritzte Metallüberzüge unbedingt einen poreschließenden Anstrich.

Die Lebensdauer jeder Deckschicht wird entscheidend von einer sorgfältigen Vorbehandlung der Metalloberfläche beeinflusst. Die unterschiedlichen Schutzmaßnahmen (z. B. Regelanstrich, Schwarzanstrich, metallische Überzüge) verlangen einen entsprechenden Grad der Entrostung und gegebenenfalls das vollständige Entfernen des Walzzunders nach Entrostungsgrad 3, „metallisch blank“, was zur Zeit nur durch Strahlen mit Strahlmitteln zu erreichen ist. Hier wird die zu wählende Korngröße von der Art des zu entfernenden Zunders und Rostes und der gegebenen Stahlsorte bestimmt. Für das Strahlen von walzblauen und nur mit Flugrost behafteten Stahlteilen dürfte sich eine Körnung von 0,7 mm Durchmesser, bei angestosteten etwa 1,2 mm für Sand und 1,0 mm Durchmesser für Stahlkies empfehlen. Wesentlich erschien, daß vor dem Metallspritzen von einer Vorbehandlung mit Stahlkies abgeraten wird; hier hat sich das Strahlen mit Korund eingeführt.

Mit dem Flammstrahlen läßt sich der Entrostungsgrad 2 „metallisch rein“ erreichen. Die Richtlinien für das Flammstrahlen, 1. Ausgabe 1959, der Schiffbautechnischen Gesellschaft und der Beratungsstelle für Autogen-Technik, geben erschöpfende Anweisungen.

## Aluminium im konstruktiven Ingenieurbau<sup>1)</sup>

Am 28. Oktober 1960 fand im Haus der Technik in Essen eine Diskussionstagung über das Thema: Aluminium im konstruktiven Ingenieurbau statt, zu der der Verein Deutscher Ingenieure, VDI-Fachgruppe Bauingenieurwesen, Düsseldorf, die Aluminium-Zentrale e. V. Düsseldorf, der Deutsche Stahlbau-Verband, Köln und der Deutsche Architekten- und Ingenieurverband, DAI, Frankfurt geladen hatten. Führende Wissenschaftler und maßgebende Vertreter von Behörden und Industrie hatten sich eingefunden, um ihre neuesten theoretischen Erkenntnisse und ihre praktischen Erfahrungen mit dem noch jungen Konstruktionswerkstoff Aluminium mitzuteilen. Grundlage für die Diskussion waren drei Grundsatzreferate von anerkannten Fachleuten am Vormittag (Direktor Professor Dr.-Ing. K. Rühl, Bundesanstalt für Materialprüfung, Berlin-Dahlem „Entwicklung der Normen für die Verwendung von Aluminium im Bauwesen“, Direktor Dr.-Ing. K. Sutter, Aluminium Laboratories Ltd., Genf „Die theoretischen Knickeigenschaften von Aluminium-Bauteilen“ und Professor Dr.-Ing. O. Steinhardt, Technische Hochschule Karlsruhe „Verbindungen bei Aluminiumkonstruktionen des Ingenieurbauwesens“) und vier Berichte über praktische Beispiele der Verwendung von Aluminium im konstruktiven Ingenieurbau von verantwortlichen Ingenieuren am Nachmittag (Obering. Dipl.-Ing. E. Bernhöft und Dipl.-Ing. H. Degen-

Handentrostung und maschinelles Entrosten finden bei Bauwerken geringer Korrosionsbeanspruchung oder untergeordneter Bedeutung Anwendung.

Die Frage, ob Entrostung und Grundanstrich besser im Werk oder auf der Baustelle zu geschehen hat, wird zur Zeit nicht einseitig entschieden; fest steht lediglich, daß das langzeitige Abwittern der Walzhaut nicht den gewünschten Effekt bringt.

Mit einem ersten mageren Grundanstrich werden die nach dem Strahlen zurückbleibenden Kegel und Spitzen auf der Oberfläche nicht ausreichend überdeckt. Der Vortragende hält zwei Werks-Grundanstriche von je 30  $\mu$  Dicke nach dem Sandstrahlen für notwendig; in aggressiver Luft müsse man nach der Ausbesserung auf der Baustelle noch einen dritten mageren Grundanstrich vorsehen.

In der Diskussion wurde die Absicht der DB bekannt, Farbkarten der verschiedenen Entrostungsgrade für den praktischen Gebrauch vorzubereiten.

In seinem Korreferat „Korrosionsschutz durch moderne Anstrichmittel“ zeigte Dr.-Ing. H. Disselhoff, BASF Ludwigshafen, Entwicklungsrichtungen der Anstrichmitteltechnik auf. Dem Praktiker geht es sowohl um schnellere Trocknung als auch um eine höhere Widerstandsfähigkeit. Es überraschte die Andeutung, demnächst seien leistungsfähige Binderfarben auf dem Markt zu erwarten; da diese keine Lösungsmittel benötigen, kann man auf feuchtem Untergrund streichen. Die Bewährung solcher Stoffe bleibt allerdings abzuwarten.

Mit Dr. K. Mersch von der Kölner Asphalt-Fabrik Simonit-Werke GmbH, Köln, sprach ein bekannter Fachmann auf seinem Gebiet über „Asphaltbeläge im Brückenbau“. Die Hauptforderung an einen Fahrbahnbelag ist die Erhaltung der Plastizität bei extrem niedrigen und hohen Temperaturen. An der Köln-Mülheimer Brücke wurden im Sommer 1958 Temperaturen von 58° C am Blech gemessen, während 1956 Wintertemperaturen von — 26° C erreicht wurden, Werte, die tiefer liegen als die der umgebenden Luft. Diese Erscheinung wird auf den zusätzlichen Einfluß der Verdunstungskälte zurückgeführt. Kritisch sind die in der Übergangszeit auftretenden großen Temperaturdifferenzen, die eine erhebliche Anpassungsfähigkeit des Belages an die Dehnungen des Bleches verlangen. Mehr als in den bisher für bedenklich gehaltenen Blechverformungen sieht Dr. Mersch in den kurzen Schwingungen der Leichtfahrbahn eine Gefahr für den Asphalt. Bleibt es bei dem bisher gezeigten dynamischen Verhalten unserer Brücken, dann könne das Problem des Fahrbahnbelages von orthotropen Platten als durchaus gelöst angesehen werden. In der anschließenden Diskussion wurde das von der Kommission für bituminöse Brückenbeläge unter der Obmannschaft von Oberbaudirektor i. R. Schüssler aufgestellte Merkblatt auszugsweise behandelt.

Der Vortrag von Oberbaurat Dr.-Ing. E. Jacob, Studiengemeinschaft Licht e. V., Wiesbaden, über „Beleuchtungsfragen für Brücken“ skizzierte in anschaulicher Form die Entwicklung zur Hochleistungsleuchte.

W. Bongard

hardt, MAN Nürnberg „30-t-Aluminium-Laufkran“, Direktor Dr.-Ing. D. Fuchs, Rheinstahl-Union Brückenbau A.G., Dortmund „Erfahrungen mit einer Aluminium-Straßenbrücke“, Dr.-Ing. V. Rösch, Ruhrstahl A.G., Brackwede „Geschweißte Schwergut-Traverse aus Aluminium“ und Direktor Dipl.-Ing. R. Lang, Mannesmann-Leichtbau G.m.b.H., München „Kuppelzelt aus Aluminium“). Die Referate waren vorher den Tagungsteilnehmern in Form eines schriftlichen Vorberichtes zugestellt worden, so daß die Zeit für den eigentlichen Vortrag während der Tagung auf 15 Minuten beschränkt werden konnte.

Über den Austausch von Meinungen und Erfahrungen hinaus umspannte diese Diskussionstagung die von Professor Rühl gestellte Frage: Ist bereits eine Überarbeitung oder Erweiterung der 1958 herausgegebenen Norm DIN 4113 notwendig? In Rede standen vor allem die Aufnahme von Dauerfestigkeitswerten und neuen Legierungen in die Vorschrift. Professor Klöppel, unter dessen bewährter und geschickter Diskussionsleitung die Tagung erfolgreich verlief und der auch selbst durch Berichte aus der Arbeit seines Institutes wertvolle Beiträge leistete, faßte in seinem Schlußwort die Antwort auf diese Frage dahingehend zusammen, daß es wohl noch verfrüht sei, eine Überarbeitung der Norm in Angriff zu nehmen. Da es sich bei der Erstellung von Aluminium-Bauwerken im Augenblick noch um Individualausführungen in weitestem Sinne

<sup>1)</sup> Die Vorträge werden im Original zusammen mit den Diskussionsbeiträgen in der VDI-Zeitschrift 102 (1960) H. 35 vom 11. Dezember 1960 veröffentlicht.



handele, lieferten die erforderlichen Untersuchungen wertvolles Material, das es vorerst zu sammeln gelte. Nach Mitteilung von Herrn Dr. Gürtler, Aluminium-Zentrale, werden zur Zeit als Gemeinschaftsarbeit verschiedener Institute der Bundesrepublik systematische Dauerfestigkeitsversuche durchgeführt, deren Ergebnis ebenfalls zunächst abzuwarten ist.

Die lebhafteste Diskussion, die sich vor allen an den Beiträgen von Dr. Sutter und Professor Steinhardt entzündete, ergab zwei wichtige Hinweise für die weitere wissenschaftliche Forschung, die Professor Klöppel in seinem Schlußwort nochmals fixierte: sie betreffen die Untersuchung des Hysteresisverhaltens der Aluminium-Legierungen, also der Frage, ob sich bei wiederholter Belastung über die Pro-

portionalitätsgrenze hinaus ein stationärer Zustand ausbildet und die Untersuchung des mit dem Stichwort Eigenspannung umrissenen Fragenkomplexes. Hierbei entbehrt der Vergleich mit der entsprechenden Verhaltensweise von Stahl nicht eines gewissen Reizes. Darüber hinaus brachte die Diskussion sowohl für den vorwiegend theoretisch wie auch für den vorwiegend praktisch interessierten Tagungsteilnehmer manche wertvolle Anregung.

Eine parallel zur Tagung veranstaltete Musterschau „Aluminium im konstruktiven Ingenieurbau“ ließ an Hand von Großfotos, Konstruktionszeichnungen und verschiedenen Bauelementen erkennen, in welchem Maße bereits Aluminium in den Ingenieurbau Eingang gefunden hat.

G. Lacher

## Persönliches

### Professor Dr. Ernst Melan 70 Jahre

Am 16. November 1960 ist Ernst Melan 70 Jahre alt geworden. Dieser so verdiente österreichische Gelehrte wurde 1890 in Brünn als Sohn des bekannten Brückenbauers Joseph Melan geboren, der zu dieser Zeit an der dortigen Deutschen Technischen Hochschule lehrte. Seine Jugend verbrachte Melan in Prag, wohin sein Vater inzwischen als akademischer Lehrer berufen worden war. Dort absolvierte er das

Deutsche Gymnasium, ging 1908 an die Prager Deutsche Technische Hochschule, um dort die zweite Staatsprüfung (Diplomprüfung) im Bauingenieurfach abzulegen und danach 1917 auch an dieser Hochschule den Titel eines Doktors der technischen Wissenschaften auf Grund einer Dissertation über die Torsion von Umdrehungskörpern zu erwerben.

Seine praktische Tätigkeit begann Professor Melan zunächst bei der k. k. Statthalterei in Graz, wo er von 1916 bis 1918 beschäftigt war. Danach nahm er eine Stelle bei der Brückenbauanstalt Waagner-Biró AG an, arbeitete dann kurze Zeit als Betriebsingenieur im Festigkeitslaboratorium der Technischen Hochschule in Charlottenburg,

um dann 1921 wieder in die Dienste der Waagner-Biró AG als Abteilungsleiter zu treten.

In dieser Zeit habilitierte er sich an der Technischen Hochschule in Wien für das Lehrgebiet der Elastizitätslehre. Bereits 1923, also im Alter von erst 33 Jahren, erfolgte seine Ernennung zum a. o. Professor für Baustatik und Festigkeitslehre an der Deutschen Technischen Hochschule in Prag, von wo er zwei Jahre später als o. Professor für Baustatik an die Technische Hochschule in Wien berufen wurde, ein Lehrauftrag, der 1939 in Baustatik und Baukonstruktionen des Stahl- und Holzbaues erweitert wurde. So gehört Professor Melan seit 1925 der Technischen Hochschule in Wien als akademischer Lehrer an. Er feiert damit 1960 nicht nur seinen 70. Geburtstag, sondern auch sein 35jähriges Jubiläum als Professor der Wiener Technischen Hochschule.

In diesen vielen Jahren als Lehrer und Forscher hat Professor Melan eine umfangreiche wissenschaftliche Tätigkeit entwickelt. Seine Arbeiten waren hauptsächlich der Elastizitätslehre und der Baustatik gewidmet. In den letzten Jahren hat er sich in besonderem Maße mit der Verfolgung der Wärmespannungen beschäftigt. Seine bisherigen wissenschaftlichen Arbeiten sind in rund 55 Zeitschriften-Aufsätzen und 7 Büchern niedergelegt. Hiervon verdienen besondere Erwähnung das gemeinsam mit Friedrich Bleich verfaßte Buch „Die gewöhnlichen und partiellen Differenzengleichungen der Baustatik“, das mit Schindler herausgegebene Buch „Die genaue Berechnung von Trägerrosten“ und schließlich das zusammen mit Parkus verfaßte Buch „Wärmespannungen“.

Diese umfangreiche wissenschaftliche Tätigkeit wurde gewürdigt im Jahre 1943 durch seine Wahl zum korrespondierenden Mitglied der Akademie der Wissenschaften in Prag und zum wirklichen Mitglied der Österreichischen Akademie der Wissenschaften in Wien im Jahre 1945. Außerdem wurde ihm im Jahre 1959 vom österreichischen Bundespräsidenten das Österreichische Ehrenzeichen für Wissenschaft und Kunst, die höchste Auszeichnung ihrer Art in Österreich, verliehen.

Neben dieser wissenschaftlichen Tätigkeit hat sich Professor Melan auch erfolgreich mit dem praktischen Ingenieurbau befaßt, — insbesondere mit dem Stahlhochbau, dem Industriebau — vor allem aber auch dem Ingenieur-Holzbau.

Professor Melan gehört zu den beliebtesten Lehrern der Technischen Hochschule in Wien und hat als solcher in den vielen Jahren seiner Tätigkeit in der Hochschule oft akademische Ämter übertragen bekommen.

Jeder, der Melan persönlich kennt, weiß, welch lebhafter Geist, übersprudelnd von immer neuen Ideen in diesem Gelehrten steckt, der weit über die Grenzen seiner österreichischen Heimat hinaus auch in der internationalen Fachwelt einen hohen Ruf genießt.

Wir hoffen, daß Professor Melan, den wir nicht nur als Gelehrten von hohem Rang, sondern auch als liebenswerten Menschen schätzen, uns weiterhin viele neue Erkenntnisse aus seinen Arbeitsgebieten schenken wird, und wünschen ihm das Beste zu seinem 70. Geburtstag.

F. Reinitzhuber

### Dr. David B. Steinman †

Am 21. August 1960 ist Dr. David B. Steinman im Alter von 74 Jahren in New York verstorben. Mit ihm ist der Verlust eines weltbekannten Brückenbauers und bedeutenden Wissenschaftlers des Bauwesens zu beklagen. Steinman war weit über die Grenzen der USA hinaus als schöpferischer Ingenieur bekannt; ganz besonders widmete er sich der Theorie der großen Hängebrücken, zu deren Weiterentwicklung er im Hinblick auf die aerodynamische Stabilität

einen wesentlichen Beitrag leistete.

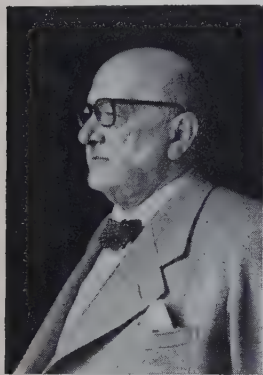
David Barnard Steinman wurde am 11. Juni 1886 in New York City geboren. Von 1902 bis 1906 studierte er an der City College of New York und bestand hier die Diplomprüfung eines Bachelor of Sciences mit dem Prädikat „summa cum laude“. 1909 wurde ihm die akademische Würde Civil Engineer von der Columbia-Universität in New York verliehen, wo er 1911 auch das technische Doktorat erwarb.

Schon während seines Studiums an der Columbia Universität wandte sich Steinman der Ingenieurpraxis zu und arbeitete

1906/10 als Bauingenieur in New York. 1910 bis 1914 war er als beratender Ingenieur und gleichzeitig als Professor für Bauingenieurwesen an der Universität von Idaho tätig, im Jahre 1914 nahm er einen Ruf als Professor an den Lehrstuhl für Bauingenieurwesen der City College of New York an.

Im Jahre 1923 gründete er zusammen mit Holton D. Robinson das Ingenieurbüro Robinson & Steinman, dessen Leitung er nach dem Tode Robinsons selbst übernahm. Während seiner Berufstätigkeit als beratender Ingenieur entwarf und baute er mehr als 400 Brücken in den Vereinigten Staaten und im Ausland. Als Ergebnis seiner umfangreichen Tätigkeit als Brückenbauer müssen vor allem die Florianapolis-Brücke in Brasilien (die größte Kettenhängebrücke der Welt und die größte Brücke Südamerikas), die 1957 erbaute Mackinac-Brücke (deren 1158 m Hauptöffnung die zweitgrößte Spannweite der Welt ist) sowie die Gerberfachwerkbrücke über den Carquinez Strait hervorgehoben werden. Ferner sind zahlreiche beachtenswerte Vorschläge und Studien unter seiner Leitung und Verantwortung entstanden, wie der Entwurf einer Hängebrücke von Italien nach Sizilien mit einer Mittelöffnung von 1524 m<sup>1</sup>), und die geplante Bosphorus-Brücke in der Türkei.

<sup>1</sup>) Steinman, D. B.: Der Entwurf einer Brücke von Italien nach Sizilien mit der größten Spannweite der Welt. Der Stahlbau 20 (1951) H. 3 S. 29/32.





Neben seiner Tätigkeit als beratender Ingenieur besaß Steinman eine besondere Neigung zur wissenschaftlichen Arbeit und gleichzeitig war ihm die Gabe einer gewandten Feder gegeben. Überaus zahlreich sind die wissenschaftlichen Veröffentlichungen, die in amerikanischen und europäischen Fachzeitschriften erschienen sind. Als Forscher und weit über die Grenzen Amerikas bekannter Fachmann schenkte er dem Fachschrifttum wertvolle Beiträge aus der Theorie der Windstabilität großer Hängebrücken. In seinen Büchern befaßte er sich mit grundlegenden Problemen der Statik und des Brückenbaues, wobei er auch der Geschichte des Brückenbaues große Aufmerksamkeit schenkte. Sein Buch, in dem er des großen deutsch-amerikanischen Brückenkonstruktors Roebling gedachte, liegt auch in deutscher Übersetzung vor<sup>2)</sup>.

In der langen Zeit seiner Tätigkeit als beratender Ingenieur hat Steinman in vielen staatlichen und technischen Kommissionen und Ausschüssen mitgewirkt. Mehr als 50 Jahre lang war er Mitglied der American Society of Civil Engineers, ferner war er u. a. Mitglied der Internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau sowie der Royal Society of Arts.

Bei dem umfangreichen Schaffen Steinmans in Theorie und Praxis des Brückenbaues ehrte man ihn vielfach. So wurde er im Jahre 1953 zum Ehrendoktor der technischen Wissenschaften an der Universität von Gent und zum Ehrendoktor des Bauingenieurbaus an der Universität von Bologna promoviert; es wurden ihm während seiner Karriere insgesamt 18 akademische Würden Ehren halber von amerikanischen und ausländischen Universitäten und Hochschulen verliehen. Er war ferner Inhaber einer Vielzahl von Auszeichnungen und Ehrenmünzen. In Anerkennung seiner besonderen Verdienste um die Entwicklung des Brückenbaues verlieh ihm 1951 die American Society of Civil Engineers die Norman-Medaille, und 1959 für seine hervorragende Leistung beim Entwurf der Mackinac-Brücke den Ernest E. Howard-Preis.

Sein Lebenswerk krönte Steinman mit dem Entwurf und Bau der Mackinac-Brücke; die Verwirklichung seines Traumes jedoch, eine Hängebrücke mit der größten Spannweite der Welt zu schaffen, ist ihm leider nicht vergönnt gewesen.

Seine wissenschaftlichen Arbeiten haben unser Fachschrifttum bedeutend bereichert, die Brücken, die er erbaute, setzen ihm ein bleibendes Denkmal. Dr. Steinman ist dahingegangen, aber sein Werk lebt fort.  
Gabriel P á l l, Philadelphia

<sup>2)</sup> Brücken für die Ewigkeit. Werner-Verlag GmbH, Düsseldorf 1957.

## Zuschrift zu Kapucuoglu, R.:

Lösung unsymmetrischer räumlicher Rahmen nach dem Formänderungsverfahren, insbesondere unter Verwendung kinematischer Ketten für die virtuellen Verschiebungszustände. Stahlbau 28 (1959) H. 9 und 10, S. 239—248 und 280—287.

Diese Arbeit entspricht im Lösungsansatz, Aufbau und teilweise auch im Wortlaut meiner Dissertation aus dem Jahre 1940, wobei lediglich eine Erweiterung auf unsymmetrische Systeme vorgenommen wird. Die Abweichung bedingt den Verzicht auf die Vereinfachung der Entwicklung unabhängiger Matrizen mit je vier Unbekannten. Kapucuoglu verwendet zur Bestimmung der Verschiebungskomponenten andere zwangsläufige Stabketten, und die Bezeichnungen sind teilweise verändert. Zum Vergleich seiner und meiner Arbeit untersucht er den gleichen zyklisch-symmetrischen räumlichen Rahmen mit vier schrägen, frei drehbar gestützten Pfosten für dieselbe Belastung, wie er als ein Beispiel in meiner Dissertation enthalten ist. Die sehr unterschiedlichen Ergebnisse dieser beiden Arbeiten, von ihm in Tafel 3, Spalte 1 und 2 (Seite 282) gegenübergestellt, verleiten Kapucuoglu zu Schlussfolgerungen auf S. 284, denen ich widersprechen muß.

Die Knotendrehwinkel auf S. 284 sind offenbar von ihm falsch ermittelt worden, denn die Gleichgewichtsgleichung für die Schnittkräfte zur Achse  $v$  mit den von mir berechneten Werten (s. Spalte 2 der Tafel 3, S. 282) ist erfüllt. Auch ist sein Hinweis gegenstandslos, meine Entwicklungen auf S. 52 hätten keinen Bezug auf den zweiten Teil der Gleichung (71), weil dieser Nichtbezug mit Rücksicht auf die gewählten kinematischen Ketten notwendig ist (s. S. 36 meiner Arbeit). Schließlich ist auch dies nicht die Ursache der Diskrepanz, daß die Verschiebungskomponenten der von mir zugrundegelegten kinematischen Kette für  $\psi_K^c = 1$  größer sind als die entsprechenden Werte seiner Arbeit. Bei einer genügenden Genauigkeit der Untersuchung hat bekanntlich die Art der Unbekannten keinen Einfluß auf das Ergebnis. Die größeren Verschiebungskomponenten für  $\psi_K^c = 1$  sind in meiner Arbeit auch nicht vernachlässigt worden.

Gegenüber den Darlegungen von Kapucuoglu ist jedoch auf folgendes hinzuweisen.

Er wiederholt eine Ungenauigkeit der positiven Definition der Momente (S. 242 bei ihm und S. 8 bei mir), wobei in meiner Arbeit die positive Drehung der Momente und Stabdrehwinkel von der Spitze der Vektoren gesehen im Uhrzeigersinn und bei ihm in Richtung der Vektoren gesehen stillschweigend vorausgesetzt wird. Daher sind die Ergebnisse nach Tafel 3, S. 282, entweder in Spalte 1 oder Spalte 2 mit entgegengesetzten Vorzeichen zu versehen, je nachdem die eine oder andere Definition gelten soll.

Ferner muß es in meiner Arbeit S. 38, Gleichung (55), richtig heißen:

$$a_{00}^{vc'} = -\frac{3}{l'_{Pz}} \cdot \cos \alpha \cdot n + \frac{24 l_P}{l'_{Rz} l_R} \cdot \sin \varepsilon \cdot n,$$

$$a_{00}^{c'c'} = -\frac{3}{l'_{Pz}} \cdot n - \frac{12}{l'_{Rz}} \left( \frac{l_P}{l_R} \cdot 2 \sin \varepsilon \right)^2 \cdot n.$$

Entsprechendes gilt auch für Gleichung (54) und (56). Damit erhalten sämtliche Schnittkräfte auf S. 52 zusätzlich den Faktor  $(\sqrt{2}-1)$  und die Schnittkräfte der Tafel 3, Spalte 2, S. 282, in tm heißen richtig:

(Positive Definition wie früher und Bezeichnung nach Kapucuoglu)

$$M_A^{x(8)} = M_D^{x(8)} = -1,220\ 18 \quad M_B^{x(5)} = M_C^{x(7)} = -0,357\ 72$$

$$M_A^{y(8)} = M_D^{y(8)} = +0,325\ 86 \quad M_B^{y(5)} = M_C^{y(7)} = +0,362\ 77$$

$$M_A^{z(8)} = M_D^{z(8)} = -0,075\ 79 \quad M_B^{z(5)} = M_C^{z(7)} = +0,064\ 79$$

$$M_A^{x(5)} = M_D^{x(7)} = +0,015\ 63 \quad M_B^{x(6)} = M_C^{x(6)} = +0,244\ 24$$

$$M_A^{y(5)} = M_D^{y(7)} = +0,533\ 61 \quad M_B^{y(6)} = M_C^{y(6)} = -0,186\ 65$$

$$M_A^{z(5)} = M_D^{z(7)} = -0,064\ 79 \quad M_B^{z(6)} = M_C^{z(6)} = +0,200\ 24$$

$$M_A^{x(1)} = M_D^{x(4)} = +0,744\ 49 \quad M_B^{x(2)} = M_C^{x(3)} = +0,616\ 13$$

$$M_A^{y(1)} = M_D^{y(4)} = -1,215\ 54 \quad M_B^{y(2)} = M_C^{y(3)} = -0,248\ 92$$

Der wesentliche Unterschied zu den Ergebnissen nach Kapucuoglu bleibt jedoch.

Da die Gleichungen für die Biegemomente als Funktion der Formänderungsgrößen unter Beachtung der unterschiedlichen Verschiebungsketten in beiden Arbeiten übereinstimmen (Gleichung 9 und 10 meiner Dissertation und Gleichung 7 und 8 derjenigen von Kapucuoglu), so besteht die Kontrolle der Richtigkeit der Ergebnisse nur in der Erfüllung der Gleichgewichtsbedingungen. Dazu genügen jedoch nicht allein die Gleichgewichtsgleichungen an den Knotenkörpern, sondern es sind auch diejenigen der Stabketten nachzuweisen. Hierbei kann festgestellt werden, daß die vier Bedingungen entsprechend dem Ansatz (15) von Kapucuoglu nicht erfüllt sind. Daher kommt es, daß der einfache Nachweis des Momentes aller Stützkräfte an den Fußpunkten des Tragwerkes und der äußeren Belastung in bezug auf die senkrechte Mittelachse bei ihm nicht gleich Null ergibt. Betrachtet man einige Mängel als Druckfehler (in Tafel 3, S. 282, Spalte 1, muß  $M_D^{y(7)}$  ein negatives

Vorzeichen erhalten,  $M_D^{z(7)}$  muß heißen  $-0,156435$  und im Zähler des Faktors vor der inneren Klammer in Gleichung (8), S. 244, zu  $M_K^{x(P)}$  ist an Stelle von 1 zu setzen  $\cos \alpha$ ), so wird der Grund für die Nichterfüllung der Gleichgewichtsbedingungen bei Kapucuoglu vor allem in folgendem gesehen. Bei dem Tragwerk mit vier schrägen Pfosten ist im Ansatz 15 und 16, S. 247, der Wert  $Z_{K,K-2}^{c,c}$  sowie  $Z_{K,K+2}^{c,c}$  enthalten, und beide Werte sind Funktionen der gleichen Verschiebungsgröße, weil  $K-2$  gleich  $K+2$  ist. Daher sind in Tafel 1, S. 281, die Vorzeichen in den vier untersten Zeilen  $-0,25456$  zu verdoppeln. Dies hat dann seinen Einfluß auf die Tafel 2, S. 282, und die anschließenden Folgerungen. Damit dürfte auch eine Erklärung vorliegen für die unrichtige Berechnung der Werte in Spalte 3 der Tafel 3, S. 282, durch Kapucuoglu. Die Richtigstellung wird zweifellos die zu erwartende Übereinstimmung mit den Werten ergeben, die von mir oben aufgeführt sind. Diese erfüllen die notwendigen 16 Gleichgewichtsgleichungen des vierstieligen Tragwerkes.  
Prof. Dr.-Ing. E. Schlechte

## Erwiderung

Die Vorzeichen  $-0,254\ 56$  in den unteren vier Zeilen auf Seite 281, Tafel 1 ( $Z_{k,k-2}$ ;  $Z_{k,k+2}$ ) müssen verdoppelt werden. Daraus ergeben sich vier neue Gleichungen, die in die neue Tafel 1 eingetragen sind. Die Auflösung der 16 Gleichungen liefern die Werte der neuen Tafel 2. Die richtigen Werte der Spalte 2 der Tafel 3, auf Seite 282, lauten demnach:



Tafel 1. Matrix der Knoten- und Stabdrehwinkel des räumlichen symmetrischen Viereckrahmens

$\varphi_A^v$	$\varphi_B^v$	$\varphi_C^v$	$\varphi_D^v$	$\varphi_A^r$	$\varphi_B^r$	$\varphi_C^r$	$\varphi_D^r$	$\varphi_A^t$	$\varphi_B^t$	$\varphi_C^t$	$\varphi_D^t$	$\zeta_A^c$	$\zeta_C^c$	$\zeta_B^c$	$\zeta_A^s$
-3,01593	-0,707 11 -3,01593	-0,707 11 -3,01593	-0,707 11 -3,01593	+0,18750	+0,18750	+0,18750	+0,18750					-0,281 25 -0,300 00 -0,300 00 -0,281 25	-0,300 00 -0,281 25 -0,300 00 -0,300 00	-0,281 25 -0,281 25 -0,300 00 -0,300 00	-0,300 00 -0,300 00 -0,281 25 -0,281 25
				-6,31574	-1,64991 -6,31574	-1,64991 -6,31574	-1,64991 -6,31574	-1,178 51 +1,178 51	+1,178 51 -1,178 51	+1,178 51 -1,178 51	-1,178 51 +1,178 51	+0,581 25 -0,600 00 -0,600 00 +0,581 25	-0,600 00 +0,581 25 -0,600 00 -0,600 00	+0,581 25 +0,581 25 -0,600 00 -0,600 00	-0,600 00 -0,600 00 -0,600 00 +0,581 25
								-6,503 24 +1,649 91	+1,649 91 -6,503 24	+1,649 91 -6,503 24	+1,649 91 -6,503 24	-1,762 50 +0,600 00 -0,600 00 +1,762 50	-0,600 00 -1,762 50 -1,762 50 +0,600 00	+1,762 50 +1,762 50 +0,600 00 -0,600 00	+0,600 00 -0,600 00 +1,762 50 -0,600 00
												-1,199 19 -0,509 12	-0,509 12 -1,199 19	+0,680 70 +0,680 70	+0,680 70 +0,680 70

Tafel 2. Konjugierte Matrix des räumlichen symmetrischen Viereckrahmens

$\varphi_A^v$	$\varphi_B^v$	$\varphi_C^v$	$\varphi_D^v$	$\varphi_A^r$	$\varphi_B^r$	$\varphi_C^r$	$\varphi_D^r$	$\varphi_A^t$	$\varphi_B^t$	$\varphi_C^t$	$\varphi_D^t$	$\zeta_A^c$	$\zeta_C^c$	$\zeta_B^c$	$\zeta_A^s$
-0,80370	-0,31951 -0,80370	-0,46423 -0,31951 -0,80371	-0,31951 -0,46422 -0,31951 -0,80371	-0,06475 -0,00575 -0,06475 -0,00575	-0,00575 -0,06475 -0,00575 -0,06475	+0,01414 -0,00577 -0,06477 -0,00577	-0,00576 +0,01414 -0,00576 -0,06477	0,00000 -0,02889 0,00000 +0,02891	+0,02889 0,00000 -0,02891 0,00000	0,00000 +0,02889 0,00000 -0,02891	-0,02889 0,00000 +0,02891 0,00000	+1,47840 +1,72007 +1,72007 +1,47840	+1,72005 +1,47838 +1,47840 +1,72005	+1,47845 +1,47845 +1,72012 +1,47845	+1,72011 +1,72012 +1,47845 +1,47845
				-0,51810	+0,05699 -0,51811	+0,29806 +0,05698 -0,51810	+0,05698 +0,29807 -0,51810	0,00000 -0,25701 0,00000 +0,25701	+0,25700 0,00000 -0,25701 0,00000	0,00000 +0,25701 0,00000 -0,25702	-0,25700 0,00000 +0,25700 0,00000	-1,07769 +1,18750 +1,18750 -1,07766	+1,18745 -1,07773 -1,07761 +1,18755	-1,07767 +1,18751 +1,18751 -1,07753	+1,18751 +1,18751 -1,07753 +1,18751
								-0,53213	+0,02076 -0,53212	+0,17843 +0,02077 -0,53212	+0,02077 +0,17842 -0,53212	+1,19131 +0,88716 -0,88713 -1,19133	-0,88718 -1,19127 +1,19136 +0,88709	-1,19134 +1,19132 +0,88718 -0,88714	+0,88718 -0,88718 -1,19134 +1,19134
												-14,51122	+1,70887 -14,51110	-5,77018 -5,77037 -14,51146	-5,77037 -5,77037 -14,51146

(Positive Definition und Bezeichnungen nach Kapucuoglu)

$$\begin{aligned} M_A^{x(8)} &= M_D^{x(8)} = +1,220\,18\,\text{tm} & M_B^{x(5)} &= M_C^{x(7)} = +0,357\,77\,\text{tm} \\ M_A^{y(8)} &= M_D^{y(8)} = -0,325\,90\,\text{tm} & M_B^{y(5)} &= M_C^{y(7)} = -0,362\,77\,\text{tm} \\ M_A^{z(8)} &= -M_D^{z(8)} = +0,075\,76\,\text{tm} & M_B^{z(5)} &= -M_C^{z(7)} = -0,064\,78\,\text{tm} \\ M_A^{x(5)} &= M_D^{x(7)} = -0,015\,67\,\text{tm} & M_B^{x(6)} &= M_C^{x(6)} = -0,244\,28\,\text{tm} \\ M_A^{y(5)} &= M_D^{y(7)} = -0,533\,65\,\text{tm} & M_B^{y(6)} &= M_C^{y(6)} = +0,186\,72\,\text{tm} \\ M_A^{z(5)} &= -M_D^{z(7)} = +0,064\,78\,\text{tm} & M_B^{z(6)} &= -M_C^{z(6)} = -0,200\,24\,\text{tm} \\ M_A^{x(1)} &= -M_D^{x(4)} = -0,744\,53\,\text{tm} & M_B^{x(2)} &= -M_C^{x(3)} = -0,613\,15\,\text{tm} \\ M_A^{y(1)} &= M_D^{y(4)} = +1,215\,57\,\text{tm} & M_B^{y(2)} &= M_C^{y(3)} = +0,248\,91\,\text{tm} \end{aligned}$$

Diese Momente erfüllen den Ansatz 15 auf Seite 247. Beim Vergleich mit den Werten von Professor Schlechte besteht somit kein Unterschied.

Professor Schlechte gibt zu, daß in seiner Doktorarbeit auf Seite 37, Gl. 54, Seite 38, Gl. 55, Seite 39, Gl. 56 Fehler enthalten sind. Diese Fehler beeinflussen natürlich die Werte, die in der Doktorarbeit auf der Tafel Seite 55 angegeben sind. Dadurch stimmen die Werte der Spalte 3, Tafel 3 (Seite 282) nicht mit den oben angegebenen richtigen Werten der Spalte 2 überein. Die Werte in Spalte 3, Tafel 3, Seite 282, erhält man aus der Tafel auf Seite 54 der Doktorarbeit von Schlechte, indem man die Werte für  $P = 1$  mit  $l_R = \frac{\sqrt{2}}{2} l_p$  multipliziert.

Für die Werte auf Seite 284 sind als Belastungsglieder  $a_{20}^c = P\sqrt{2}l_R$  verwendet worden. Die Werte in Spalte 4, Tafel 3 (Seite 282) wurden von mir noch nicht errechnet, sie werden später mitgeteilt.

Die von Professor Schlechte weiter angeführten Mängel sind Druckfehler.

Rafet Kapucuoglu, Ankara

## Nachtrag zu Hiba, Z.:

Beitrag zur Statik des drillweichen Trägerrostes, Stahlbau 29 (1960), H. 10, S. 309.

Bei den Trägerrosten mit verstärkten Randträgern, wenn also  $r > 1$  ist, sind die Querverteilungszahlen  $\alpha_{hai}$  und  $\alpha_{hmi}$  mit  $r$  zu multiplizieren, bevor die Ordinaten  $\Delta\alpha$  berechnet werden. In der Matrix  $\alpha$  bleiben alle  $\alpha$ -Werte unverändert.

Dipl.-Ing. Z. Hiba

## Bücherschau

Taschenbuch für Atomfragen 1960/61. 2. Jahrgang, DIN A 5, 420 Seiten, Festland-Verlag GmbH., Bonn 1960, DM 14,—.

Wer mit Kerntechnik in Berührung kommt, wird das neu bearbeitete und beachtlich erweiterte Taschenbuch als Hilfsmittel zur Orientierung im weitverzweigten Netz der kerntechnischen Organisationen, Forschungsstellen und Gesetze nicht entbehren wollen. Darüber hinaus unterrichtet es von berufener Seite über den derzeitigen Stand der deutschen Atomwirtschaft, gibt eine Übersicht über deutsche Reaktoren, den Strahlenschutz und die Überwachung der Radioaktivität.

K. Meier

Ende des Jahrganges 1960. Diesem Heft liegt das Jahres-Inhaltsverzeichnis 1960 bei.

„Der Stahlbau“, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169, Ruf 87 15 56. — Schriftleitung: Professor Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. Kurt Klöppel, Darmstadt, Technische Hochschule. Für den Anzeigenteil verantwortlich: Otto Swoboda, Bln.-Wilmersdorf, Anzeigentarif Nr. 5. Druck: O. Zach oHG., Berlin-W. Nachdruck, fotografische Vervielfältigungen, fotomechanische Wiedergabe von ganzen Heften, einzelnen Beiträgen oder Teilen daraus nur mit Genehmigung des Verlages. Warenbezeichnungen, Handelsnamen, Gebrauchsnamen, die in dieser Zeitschrift, auch ohne besondere Kennzeichen, veröffentlicht werden, sind nicht im Sinne der Markenschutz- und Warenzeichen-Gesetzgebung als frei zu betrachten. „Der Stahlbau“ darf ohne Zustimmung des Verlages nicht in Leserkreisen geführt werden.



# Statische Tabellen

Berechnungsvorschriften

mit Lastannahmen, Formel- und Tabellenwerten  
für Bauten aus Holz, Stein, Stahl und Stahlbeton

1.-13. Auflage bearbeitet von

FRANZ BOERNER

14., bedeutend erweiterte Auflage

völlig neu bearbeitet von

Dipl.-Ing. GERHARD JUNG

XII, 674 Seiten mit 810 Bildern und 175 Zahlentafeln

Format DIN B 5

Broschiert DM 48,-

Ganzleinen DM 52,-

Mathematische Tabellen und Formeln — Festigkeitslehre und  
Statik — Lastannahmen für Bauten DIN 1055 — Mauerwerks-  
bau DIN 1053 — Stahlbetonbau — Stahlbau — Holzbau —  
Grundbau — Brückenbau — Fliegende Bauten

Zu beziehen durch jede Buchhandlung

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN

Ich/wir bestelle(n) hiermit durch die Buchhandlung:

**Abonnement für das Jahr 1961**

DIE BAUTECHNIK, Ausgabe A

DM 44,-

DIE BAUTECHNIK, Ausgabe B mit DER STAHLBAU

DM 60,-

DER STAHLBAU

DM 30,-

Beton- und Stahlbetonbau

DM 38,-

**Einbanddecken für das Jahr 1960**

DIE BAUTECHNIK

DM 3,50

DER STAHLBAU

DM 3,50

Beton- und Stahlbetonbau

DM 3,50

(Ort und Datum)

(Unterschrift)



## RAHMENFORMELN

Gebrauchsfertige Formeln  
für alle statischen Größen zu allen praktisch  
vorkommenden Einfeld-Rahmenformen aus  
Stahlbeton, Stahl oder Holz

Von  
Prof. Dr.-Ing. Adolf Kleinogel  
Darmstadt

Dreizehnte, überarbeitete und ergänzte Auflage

114 Rahmenformen mit 1578 Abbildungen. Mit Fällen  
allgemeiner und bestimmter Belastung einschließlich  
Wärmeänderung, nebst Einleitung und Anhang mit  
Belastungsgliedern und Anwendungsbeispielen

Format Gr.-8°/XX · 460 Seiten · Broschiert 48,— DM  
Ganzleinen 52,— DM

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN  
BERLIN-WILMERSDORF, HOHENZOLLERN DAMM 169

Zu beziehen durch jede Buchhandlung

(Bitte Blockschrift)

BESTELLKARTE

7 Pf.

Verlag Wilhelm Ernst & Sohn

**BERLIN-WILMERSDORF**  
Hohenzollerndamm 169



## AUS DER INDUSTRIE

(Ohne Verantwortung der Schriftleitung)

### Frequenz-Schweißumformer ALKIMA, Altenkirchen

Die Schweißtechnik ist seit einigen Jahrzehnten bemüht, immer rationeller zu arbeiten. Das zeichnet sich sowohl in der Elektrodenentwicklung als auch in der Schweißmaschinenfertigung ab. Die Leistungsstärke eines Schweißgerätes ergibt sich aus den internationalen Normen, während in bezug auf Schweißigenschaften und Zweckmäßigkeit noch ein weiterer Spielraum besteht.

Bei der großen Bedeutung der Wechselstrom-Schweißung in den modernen Industrieländern gingen die Tendenzen zwangsläufig in der Richtung einer Verbesserung der Schweißigenschaften durch Erhöhung der Leerlaufspannungen oder aber durch Erhöhung der Frequenz, um die relative Zündträgheit der 50-Hz-Maschinen zu verbessern. Während man auch im Ausland, wo Zündspannungen bis zu 100 V für Wechselstrom genehmigt sind, inzwischen wieder allmählich von den hohen Spannungen herabgeht, ist man in Deutschland an die maximale Leerlaufspannung von 70 V gebunden. Es besteht daher nur die Möglichkeit einer Frequenzerhöhung, wobei sofort die Frage auftritt, welche Vorteile sich daraus ergeben können und wie hoch dieselbe zu wählen ist, um zu einem alle Teile befriedigenden Ergebnis zu kommen. Die theoretischen Untersuchungen und deren Überprüfung im praktischen Versuch ergaben als

günstigen Wert 150 Hz, wobei also der Nulldurchgang je Periode dreimal so schnell erfolgt. Dies führt zu einer vorbildlichen Zündfreudigkeit und einwandfreien Schweißgutdeposition. Der Lichtbogen durchläuft die Zündstrecke absolut ruhig und sicher, da die zwischen Elektrode und Werkstück liegende Strecke dreimal so stark ionisiert bzw. leitfähig gemacht wird. Spritzer beim Abschmelzen der Elektroden entfallen fast vollkommen, selbst bei gewöhnlichen Elektroden. Arbeitstechnisch gesehen ist eine Verschweißung in Zwangslagen durch die Stabilität des Lichtbogens wesentlich erleichtert; auch Blaswirkungen — wie sie beim Gleichstrom-Umformer entstehen, können nicht auftreten.

Die Erzeugung des 150-Hz-Schweißstromes erfolgt mittels Generator, der über einen Motor angetrieben wird und mit einer im Sekundärkreis befindlichen Regeldrossel stufen- und verlustlos geregelt wird. Sämtliche Typen bis zu 500 Amp lassen sich hierdurch bis zu 10 Amp herunter regeln und gestalten somit ausnahmslos die Verschweißung von Dünnblechen bis zu 0,8 mm. Die Anwendung der 150 Hz und eine klug durchgebildete Konstruktionsart ergeben bei kleinem Volumen sehr niedrige Gewichte. So wiegt die 400-Amp-Maschine bei einem Volumen von etwa  $\frac{1}{4}$  m<sup>3</sup> nur 175 kg. Die Geräte sind für Stahlbaubetriebe mit ihrem oftmaligen Standortwechsel und der vielfachen beschränkten Aufstellungsmöglichkeit sehr geeignet (Bild).

Neben diesen technischen Vorteilen ergibt sich auch eine wesentliche Reduzierung der Investitionskosten dadurch, daß die Maschinen von 300 bis 500 Amp etwa auf dem gleichen Preisniveau



**Durisol**

DACHPLATTEN  
AUSSENWANDPLATTEN

HEIZKRAFTWERK  
WÜRZBURG, ARCH. GROSS  
DURISOL - AUSSENWANDPLATTEN  
AUF STAHLKONSTRUKTION.

DURISOL-WERK PADERBORN DER KARL RICHTBERG KG.  
PADERBORN, OBERER FRANKFURTER WEG 27, TELEFON 21 35/48 95





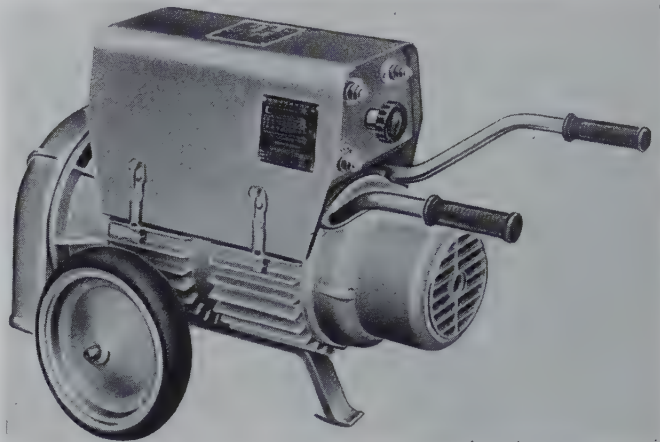
*Ein guter Griff!*

**BÖHLER**  
Schweißelektroden  
erprobt  
bewährt  
zuverlässig



**GEBR. BÖHLER & CO. AG. EDELSTAHLWERKE**

liegen wie statische Schweißtransformatoren, die wegen der unsymmetrischen Netzbelastung Kondensatoren benötigen, während der Umformer einen symmetrischen Drehstromanschluß für 220/380 V



bzw. 220/380/500 V besitzt. Anlassen erfolgt über einen Serien-Parallelschalter, der unter allen Bedingungen Strom-Spannungsspitzen beim Anlauf vermeidet. Zu erwähnen ist der sehr niedrige Anschlußwert, welcher den Einsatz auch auf solchen Stahlbaumontagen ermöglicht, wo Beschränkungen in der Stromaufnahme bestehen.

#### **GHH liefert 100-t-LD-Konverter für Kanada**

Für die Dominion Foundries and Steel Corp. in Hamilton/Kanada liefert die Gutehoffnungshütte Sterkrade AG. zwei LD-Konverter mit je 100 t Fassungsvermögen. Diese Firma stellte schon in den Jahren 1954 und 1956 zwei 40-t- und einen 65-t-GHH-Konverter auf und besaß damit das erste nach dem LD-Verfahren arbeitende Stahlwerk auf dem amerikanischen Kontinent. Die nunmehr notwendigen Erweiterungen des Werkes führten zur Bestellung der beiden 100-t-GHH-Konverter, deren erster kürzlich verladen wurde und auf dem Seeweg direkt nach Kanada transportiert und am Werk des Auftraggebers entladen wird.

Bei der Ausführung der 100-t-Gefäße wurden alle neuen Erfahrungen im LD-Konverterbau berücksichtigt. Das Gefäß, der Tragring, die Ständer und die einseitige Antriebsbühne sind vollständig geschweißt. Zur Zeit sind dies die größten Gefäße in der Reihe der GHH-Blaskonverter. Die ersten drei derartigen Blaskonverter wurden ebenfalls von der GHH gebaut und im Jahre 1952 an die VÖEST in Linz geliefert.

#### **MANNESMANN auf der Deutschen Industrie-Ausstellung Teheran vom 4. bis 22. Oktober 1960**

Das Ziel der Deutschen Industrie-Ausstellung Teheran ist die engere Gestaltung der Wirtschaftsbeziehungen zwischen dem Iran und der Bundesrepublik Deutschland. Ihr Sinn ist es, die Freundschaft zwischen dem iranischen und dem deutschen Volk zu vertiefen.

Die Ausstellung soll die Möglichkeit geben, das Angebot der deutschen Industrie und die letzten technischen Neuerungen zu überschauen.

##### **Der MANNESMANN-Turm**

Weithin sichtbar überragt das Ausstellungsgelände der Deutschen Industrie-Ausstellung Teheran 1960 der 50 Meter hohe MANNESMANN-Turm, der in iranischen Presseberichten als „Wahrzeichen“ der Ausstellung bezeichnet wurde. Der 6 Tonnen schwere Turm ist eine dreigurtige, zerlegbare Rohrkonstruktion. Sein Querschnitt ist ein gleichseitiges Dreieck mit einer Seitenlänge von 7 Metern am Fuß und 0,60 Meter an der Spitze.

##### **Rohre für das Ölfeld**

Drei große Schautafeln unterrichten über MANNESMANN-Rohre für das Ölfeld. Diese Rohre werden für den Aufschluß und die Förderung von Erdöl und Erdgas in tiefen Lagerstätten benutzt. Sie zeichnen sich durch hohe Abstreiffestigkeit, absolut dichte Verbindung, auch bei hohem Gasdruck, geringen Außendurchmesser der Rohrverbindungen, glatte Verbindungsübergänge sowie Unempfindlichkeit in der Verschraubung aus. Im Gegensatz zu Casing mit Gewinde und Muffe ist nur eine Verschraubung nötig.



## Modelle einer Hafenanlage

An einem Modell „Hafenbecken“ werden die zahlreichen Verwendungsmöglichkeiten des Stahlrohres und der übrigen MANNESMANN-Erzeugnisse, vor allem für Hafeneinrichtungen, gezeigt. Das Modell (s. Bild) ist 3 Meter lang, 2 Meter breit und 30 cm tief.

Die verschiedenen MANNESMANN-Erzeugnisse sind im überhöhten Maßstab 1 : 100, das Gelände im Maßstab 1 : 300 dargestellt.



Aus dem Gebiet des Stahlwasserbaues sieht man im Modell ein- und mehrpfähligte Dalben. Zum Teil sind die Rohrenden oberhalb des oberen Torsionsverbandes abgeschnitten, zum Teil sind sie zur Mitte hin gebogen. Zum Stahlwasserbau gehören auch Tankerlöschinseln, wovon der Typ „Ravenna“ an der Hafenbeckeneinfahrt zu sehen ist. An der Bunkerstation (Mawag-Anlage) an der gegenüberliegenden Breitseite des Modells wird Bunkeröl von den Lagertanks zu den Schiffen gepumpt. Auch die Fährbettleitwände an der Hafenbeckeneinfahrt gehören zum Fertigungsprogramm des MANNESMANN-Stahlwasserbaues. Diese Leitwände führen das einfahrende Fährschiff allmählich in das Fährbett hinein.

Außerdem werden im Modell noch gezeigt:

Eine Halle mit einer Dachkonstruktion von MANNESMANN, eine Kranbahnanlage aus Gitterträgern in dem angrenzenden Rohr- und Blechlager, ein dreistieliger Funkturm (Höhe 60 m), ein dreistieliger Leuchtturm (Höhe 40 m), ein vierstieliger Radarturm und verschiedene Beleuchtungsmaste.

## Verschiedene Erzeugnisse

In der Empfangshalle zeigt MANNESMANN-MEER, Mönchengladbach, das Modell einer Rohrschweißanlage, und auf dem Stand am MANNESMANN-Turm das Modell eines Gasmaschinenverdichters. Dieser Gasmaschinenverdichter ist eine Neuentwicklung. Durch eine besondere Anordnung der Triebwerke ist bei dem Gasmaschinenverdichter, Bauart MEER-JENBACH, eine Einheit von Kraft- und Arbeitsmaschine geschaffen worden. Vor allem auf Erdgasfeldern, deren Erschließung der Iran erfolgreich begonnen hat, bei der Ferngasversorgung und in Raffinerien können die Vorteile des Gasmaschinen-Antriebes ausgenutzt werden. Die Aggregate sind von jeder anderen Energiequelle unabhängig und daher stets einsatzfähig.

MANNESMANN LEICHTBAU GMBH, München, hat für verschiedene Bauten auf der Ausstellung Gerüstbaumaterial aus Stahlrohren geliefert; so wurden zum Beispiel die Werbewände am Haupteingang des Ausstellungsgeländes und der MANNESMANN-Turm von dieser Firma errichtet.

Wir bitten um freundliche Beachtung der Beilage der Firma

**Artewek Handelsgesellschaft für Berg- und Hütten-  
Erzeugnisse m. b. H., Köln**

in unserer Inlandsauflage.



## Alles über ALUMINIUM im Ingenieurbau

### MERKBLÄTTER

- Werkstoffeigenschaften
- Gestalten mit Aluminium-Profilen
- Zusammenbau mit anderen Werkstoffen
- Schweißverfahren
- Nieten von Aluminium

### SONDERDRUCKE

- Gestaltungsmerkmale für Leichtmetall-Konstruktionen
- Berechnung von Durchbiegestäben im Leichtmetallbau
- Betrachtungen zum Bau von Aluminium-Brücken

Name \_\_\_\_\_

Beruf \_\_\_\_\_

Ort \_\_\_\_\_

Straße \_\_\_\_\_

Bitte ausschneiden und einsenden; Sie erhalten alle  
Auskünfte und Arbeitsunterlagen kostenlos.

Beratungs- und Informationsdienst der deutschen Leichtmetall-Industrie



**ALUMINIUM-ZENTRALE** <sup>E</sup> <sub>V</sub>

Düsseldorf, Jägerhofstraße 29 · Zweigstelle Stuttgart, Königstraße 22



## U-P-Schweißdraht verkupfert oder verbronz



Passend gespult für alle Schweiß-  
automaten (von 10 bis 65 kg).  
Mammuttrommeln (bis 1000 kg in einer  
Ader).  
Reichhaltiges Lager in ca. 25 verschie-  
denen Richtanalysen  
(von 1,5 bis 12 mm Ø).  
Mit Bronzeoberfläche  
hochglanzpoliert ist  
beste Gleitfähig-  
keit, das heißt  
störungsfreies  
Schweißen,  
garantiert.

**Fabrikfliess**  
HERMANN FLIESS & CO., DUISBURG

### STELLENANGEBOTE

Mittelgroßes Unternehmen der stahlverar-  
beitenden Industrie im Raume Südwestfalen  
sucht für die Abteilung

#### Stahlbau und schwere Blecharbeiten

einen selbständigen

### Betriebsleiter (TH oder HTL)

Es ist an eine Persönlichkeit gedacht, die  
über beruflich gereiftes Wissen und Erfah-  
rungen im Umgang mit Mitarbeitern verfügt.

Besondere Kenntnisse in den modernen  
Schweißverfahren und abgelegte Schweiß-  
fachingenieurprüfung sind erwünscht.

Größere Wohnung ist vorhanden.

Bewerbungen mit handschriftlichem Lebens-  
lauf, Lichtbild und Zeugnisabschriften über  
bisherige Tätigkeiten, nebst Angaben über  
frühesten Eintrittstermin und Gehaltswünsche  
erbitten wir unter Nr. 20 435 an die Anzeigen-  
abteilung „DER STAHLBAU“, Berlin-Wilmers-  
dorf, Hohenzollerndamm 169.

Bekanntes Stahlbauunternehmen  
in Nordrhein-Westfalen sucht für

## STAHLLEICHTBAU

einen selbständig arbeitenden

### Ingenieur

mit konstruktiven und statischen Erfah-  
rungen auf diesem Spezialgebiet.

Voraussetzung für die Übernahme  
dieser Position ist die Fähigkeit zur  
Konstruktion von Stahlleichtbauten,  
auch mit kaltgewalzten Profilen. Es  
werden Herren bevorzugt, die u. a. in  
der Lage sind, neue Typen zu ent-  
wickeln, deren Teile in Serienfertigung  
hergestellt werden können.

Die Gehalts- und Wohnungsfragen  
werden zufriedenstellend geregelt.

Bewerbungen mit den üblichen Unter-  
lagen richten Sie bitte unter **8068** an

### DR. WEINSZIEHR-WERBUNG Düsseldorf, Königsallee 22

Auf dem Umschlag kann vermerkt wer-  
den, an welche Firma die Bewerbung  
nicht weitergeleitet werden darf.

#### Bitte denken Sie daran

nicht mehr benötigte Bewerbungsunterlagen  
sogleich wieder zurückzusenden.

Bedeutendes Industrieunternehmen in Nordwest-  
deutschland sucht für seine Stahlbauabteilung

einen **Statiker**

für Angebots- und Auftragsbearbeitung sowie

einen **Konstrukteur**

Herren mit guten Konstruktionskenntnissen auf den  
Gebieten Stahlhoch- und Brückenbau werden gebeten,  
ihre ausführlichen Bewerbungsunterlagen mit Lichtbild,  
Zeugnisabschriften, Gehaltsansprüchen und Angabe des  
frühesten Eintrittstermins zu richten unter Nr. 20 433 an  
DER STAHLBAU, Anzeigenabteilung, Berlin-Wilmersdorf,  
Hohenzollerndamm 169.



# Inhalts-Verzeichnis des 29. Jahrganges, 1960

## Verfasser-Verzeichnis

V = Verschiedenes.

Bü = Bücherschau.

Pers = Persönliches.

	Seite		Seite		Seite
Ackermann, H. Oberingenieur Franz Köhler 60 Jahre. <i>Pers</i> . . . . .	192	Dörnen, K. und Meyer, A. Die Emsbrücke Hembergen in dübellosem Stahlverbund . . . . .	199	Hoffmann, E. Rühl, K.: Die Sprödbruchsicherheit von Stahlkonstruktionen. <i>Bü</i> . . . . .	264
Ammann, O. H. Die Narrows-Bridge in New York . . . . .	297	Dörnen, A. Prof. Dr.-Ing. habil. Ernst Kohl 60 Jahre. <i>Pers</i> . . . . .	224	Kapucuoglu, R. Erwiderung. <i>V</i> . . . . .	391
Anders, H. Kesselblechstähle. <i>V</i> . . . . .	29	Domke, K. Aluminium-Dachkonstruktion für das Empfangsgebäude des Brüsseler Flughafens. <i>V</i> . . . . .	60	Karas, K. Professor Karl Girkmann †. <i>Pers</i> . . . . .	32
— — Umformen, Schweißen und Oberflächenbehandlung aluminierter Stahlbleche. <i>V</i> . . . . .	154	Ebel, H. Matheson, J. A. L.: Hyperstatic Structures. <i>Bü</i> . . . . .	328	Klingenberg, W. Ministerialdirigent Professor Dr.-Ing. E. h. Bernhard Wedler 65 Jahre. <i>Pers</i> . . . . .	128
— — Hitzebeständige Sicromalstähle. <i>V</i> . . . . .	220	Eller, H. Geschweißte Hallenkonstruktion. II. Montage der geschweißten kastenförmigen Kranbahnträger . . . . .	384	Klöppel, K. Professor Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. Emil Kammer †. <i>Pers</i> . . . . .	192
— — Die Auftragsschweißung hochlegierter Stähle. <i>V</i> . . . . .	295	Freudenberg, G. Erker/Ermsen/Stoll: Gestaltung und Berechnung von Schweißkonstruktionen. <i>Bü</i> . . . . .	263	— — und Roos, E. Statische Versuche und Dauerversuche zur Frage der Bemessung von Flachblechen in orthotropen Platten . . . . .	361
— — Warmrißbildung im Schweißgut von niedriglegierten Stählen. <i>V</i> . . . . .	327	Fröhlich, H. Dipl.-Ing. Heinrich Fricke 70 Jahre. <i>Pers</i> . . . . .	191	— — und Schardt, R. Systematische Ableitung der Differentialgleichungen für ebene anisotrope Flächentragwerke . . . . .	33
Anheuser, L. Koloušek, V.: Calcul des efforts dynamiques dans les ossatures rigides. <i>Bü</i> . . . . .	263	Giehrah, U. Die neue Nagoldbrücke bei Wildberg . . . . .	215	— — und Weihermüller, H. Dauerfestigkeitsversuche mit Schweißverbindungen aus St 52 . . . . .	129
Aurnhammer, G. Dr.-Ing. Heinrich Börner †. <i>Pers</i> . . . . .	158	Giendke, E. Die Berechnung von Hohlrippenplatten . . . . .	1, 47	— — und Weihermüller, H. Berichtigung . . . . .	264
Barth, O. Geschweißte Hallenkonstruktion. I. Konstruktion und statische Berechnung . . . . .	380	— — Zur optimalen Auslegung von Fahrplanplatten . . . . .	179	— — und Yamada, M. Anisotrope Fließbedingung . . . . .	173
Barth, R. Windkanalmessungen über den Luftwiderstand eines Zylindertandems als Brückenträger . . . . .	186	— — Einfluß der Schubweichheit der Längsrippen und Querträger auf die Momente in einer orthotropen Platte . . . . .	351	Kochendörfer, A. Der Einfluß der Bestrahlung auf den Konstruktionswerkstoff in Kernkraftanlagen. <i>V</i> . . . . .	122
Beer, H. o. Prof. Dr. techn. Dr.-Ing. E. h. Ernst Chwalla †. <i>Pers</i> . . . . .	223	Grissmer, K. Dr. h. c. Heinrich Thielen †. <i>Pers</i> . . . . .	262	König, H. Die Knickkraft beim einseitig eingespannten Stab unter nicht-richtungstreuer Kraftwirkung . . . . .	150
Berg, P. Die Straßenbrücke über die Seine bei Tancarville. <i>V</i> . . . . .	118	Hauttmann, H. Richtlinien für die Erstellung von stählernen Druckrohrleitungen von Wasserkraftanlagen. <i>Bü</i> . . . . .	159	— — Berichtigung . . . . .	264
Berr, O. und Kramer, A. Die Wuppertalbrücke bei Wuppertal-Oehde . . . . .	161	Heidecker, W. Betrachtung zu den neuen $\omega$ -Zahlen für Rohrquerschnitte . . . . .	117	Kramer, A. s. Berr, O. . . . .	161
Bongard, W. Vortragstagung „Probleme um den Brückenbau“. <i>V</i> . . . . .	389	Herschel, F. G. Public Auditorium in Pittsburgh. <i>V</i> . . . . .	326	Krempel, A. Johann Klee †. <i>Pers</i> . . . . .	158
Bückner, W. Wagner, W.: Statik der Starkstromfreileitungen. <i>Bü</i> . . . . .	262	— — Das Radioteleskop bei Sugar Grove, USA. <i>V</i> . . . . .	386	Lacher, G. Stahlbau-Tagung Berlin 1960. <i>V</i> . . . . .	222
Cornelius, W. Olsen, H. und Reinitzhuber, F.: Die zweiseitig gelagerte Platte. <i>Bü</i> . . . . .	328	Hess, W. Zwei als Brücken ausgebildete Rohrleitungen in Australien. <i>V</i> . . . . .	293	— — Schweißtechnische Tagung München 1960. <i>V</i> . . . . .	222
Dabrowski, R. Zum Problem der gleichzeitigen Biegung und Torsion dünnwandiger Balken . . . . .	104	Heß, H. Die Severins-Brücke in Köln — Entwurf und Fertigung der Strombrücke . . . . .	225	— — Aluminium im konstruktiven Ingenieurbau. <i>V</i> . . . . .	389
Dietz, H. Szabo, I.: Repertorium und Übungsbuch der Technischen Mechanik. <i>Bü</i> . . . . .	328	Hiba, Z. Beitrag zur Statik des drillweichen Trägerrostes . . . . .	309	Lemmerhold, F. Hundert Jahre Werk Gustavsborg der M.A.N. <i>V</i> . . . . .	155
Djubek, J. Die Stabilität eines dünnwandigen abwechselnd in zwei Ebenen abgestützten Stabes. <i>V</i> . . . . .	218	— — Nachtrag. <i>V</i> . . . . .	392	Lewenton, G. und Schaefer, K. H. Die Baukonstruktion des Mannesmann-Hochhauses in Düsseldorf . . . . .	65
Doernach, R. Sphärische Raumfachwerke . . . . .	97	Hoeland, G. Der Kraftverlauf in schiefen Hohlkästen . . . . .	77	— — Berichtigung . . . . .	264
				Meier, K. Taschenbuch für Atomfragen. <i>Bü</i> . . . . .	392
				Meyer, A. s. Dörnen, K. . . . .	199



	Seite		Seite		Seite
Meyer, M. Der [-förmige Ringträger als Bauelement für Großgeräte des Braunkohlenbergbaus, vereinfachtes Verfahren zur Bestimmung von Schnittkräften und Formänderungen . . . . .	111	Schaefer, K. H. s. Lewenton, G. . . . .	65	— — Allgemeine Elastizitätsgesetze . . . . .	263
Moheit, W. Zur Ermittlung der Lagerkräfte verschiedener Verschlüsse des Stahlwasserbaues . . . . .	84	Schardt, R. s. Klöppel, K. . . . .	33	Weihermüller, H. s. Klöppel, K. . . . .	126
Müller, E. Stahlbau, Band 3. Bü . . . . .	296	Schlechte, E. Zuschrift. V . . . . .	391	— — s. Klöppel, K. . . . .	263
Müller, G. Ein Beitrag zur Festigkeitsbeurteilung von Metallklebverbindungen bei einfachen und zusammengesetzten statischen Beanspruchungen. V . . . . .	122	Schneider, E. Ausbildung von Stabanschlüssen bei Rohrkonstruktionen in England. V . . . . .	126	Weyel, E. Kollbrunner, C. F. und Milosavljević, S.: Betrachtungen zur Frage von Stahlbauvorschriften. Heft 23 der Mitteilungen über Forschung und Konstruktion im Stahlbau. Bü . . . . .	9
Müller, K.-H. Sprengschneiden. V . . . . .	294	Schürmann, K. Dr. Hans Hecht 60 Jahre. Pers . . . . .	262	— — Kollbrunner, C. F., Milosavljević, S. und Hajdin, N.: Knickdiagramme für Stäbe mit sprunghaft veränderlichem Trägheitsmoment. Heft 24 der Mitteilungen über Forschung und Konstruktion im Stahlbau. Bü . . . . .	128
Nettelbeck, K. Brückenuntersuchungswagen. V . . . . .	388	Schumann, H. Zur Berechnung orthogonal-anisotroper Rechteckplatten unter Berücksichtigung der diskontinuierlichen Anordnung der Rippen . . . . .	302	Wilkesmann, F. W. Stegblechbeulung bei Längsrandbelastung . . . . .	314
Nieth, F. Der Einfluß der Feuerverzinkung auf die Kerbschlagzähigkeit eines Baustahls WR St 37-2 nach DIN 17 100 bei unterschiedlicher Kerbschärfe. V . . . . .	125	Simon, G. Untersuchungen an Turbogeneratoren auf Stahlfundamenten . . . . .	23	Winkelmann, E. Stahl im Hochbau. Bü . . . . .	128
Oberndorfer, K. Gerüstlose Auswechslung der Füllstäbe stählerner Fachwerkbrücken . . . . .	59	— — Die Berücksichtigung der Torsionssteifigkeit der Aussteifungen bei der Ermittlung der Beulwerte oder der Eigenfrequenzen von Rechteckplatten mit randparallelen Steifen bei Navierschen Randbedingungen . . . . .	207	Winken, W. s. Witt, H. P. . . . .	43
Päll, G. Stählerne Wandverkleidungselemente in den USA . . . . .	11	— — Berichtigung . . . . .	264	Wintzer, A. Steinhardt, O. und Möhler, K.: Versuche zur Anwendung vorgespannter Schrauben im Stahlbau. II. Teil. Bü . . . . .	360
— — Die Konstruktion des unteren Fahrbahndecks der George-Washington-Brücke . . . . .	373	Skuballa, W. s. Rubo, E. . . . .	144	Witt, H. P. und Winken, W. Die Stahlkonstruktion für das SM-Stahlwerk I der August-Thyssen-Hütte . . . . .	43
— — Dr. David B. Steinman †. Pers. . . . .	390	Späth, W. Kuntze, W.: Thermodynamik des Sprödbruches und ihre Anwendung im Stahlbau, 2. Teil. Bü . . . . .	64	Witte, H. Der Einfluß der Drilkkopplung auf das Biegedrillknicken und die Kippstabilität von Trägern mit doppel-symmetrischem Querschnitt . . . . .	21
Petrikat, K. Vallentine, H. R.: Applied Hydrodynamics. Bü . . . . .	64	Stoltenburg, W. Professor Dr. sc. techn. Theophil Wyss 70 Jahre. Pers. . . . .	191	Wolf, W. 40jähriges Dienstjubiläum von Oberbaudirektor Schüller. Pers . . . . .	157
Platte, F. Die Olympia-Sporthalle in Squaw-Valley. V . . . . .	63	Strigl, G. Hilfstafeln zur Berechnung von Spannungsproblemen der Theorie zweiter Ordnung und von Knickproblemen. Bü . . . . .	224	— — VI. Kongreß der Internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau in Stockholm. V . . . . .	322
Puschner, M. Eigenschaften und Gütewerte von Elektro-Schlackeschweißverbindungen . . . . .	138	Vogel, G. Die Montage des Stahlüberbaues der Severinsbrücke Köln . . . . .	269	Yamada, M. s. Klöppel, K. . . . .	173
Reinitzhuber, F. Professor Dr. Ernst Melan 70 Jahre. Pers. . . . .	390	Wanke, J. Zwei hohe Fernseh-Rohrmaste in der Tschechoslowakei . . . . .	193	Zastrow, E. Stähle für das Leistungsreaktor-Druckgefäß . . . . .	329
Roloff, W. Die Straßenbrücke über den Rhein zwischen Mannheim und Ludwigshafen . . . . .	333	Wansleben, F. Resinger F.: Der dünnwandige Kastenträger. Heft 13 der Forschungshefte aus dem Gebiet des Stahlbaues. Bü . . . . .	64	Zendler, K. Die Kuppeln auf dem Messegelände in Brunn. V . . . . .	325
Rubo, E. und Skuballa, W. Neuere Hochleistungsschweißverfahren und ihre Bedeutung für den Stahlbau . . . . .	144	Weber, G. Handbuch der Spannungs- und Dehnungsmessung. Bü . . . . .	296	Zeyen, K. L. Ermüdungsversuche an Blechen aus weichem Stahl mit quer zur Beanspruchung liegenden Stumpfschweißungen. V . . . . .	155
		Wegner, U. Stein, P.: Die Anwendung der Singularitätenmethode zur Berechnung orthogonal anisotroper Rechteckplatten einschließlich Trägerrosten. Bü . . . . .	159	Zucker, O. Bau der Eisenbahnbrücke über die Autobahn in Wuppertal-Ost . . . . .	344

## Sach-Verzeichnis

	Seite		Seite		Seite
Aluminium. Umformen, Schweißen und Oberflächenbehandlung aluminierter Stahlbleche (Anders, H.). V . . . . .	154	Rechteckplatten einschließlich Trägerrosten (Wegner, U.). Bü . . . . .	159	hauses in Düsseldorf. Stahlbau 29 (1960) H. 3 S. 65/76. V . . . . .	264
— — Aluminium-Dachkonstruktion für das Empfangsgebäude des Brüsseler Flughafens (Domke, K.). V . . . . .	60	Anstriche und Rostschutz. Umformen, Schweißen und Oberflächenbehandlung aluminierter Stahlbleche (Anders, H.). V . . . . .	151	— — Berichtigung zu Simon, G.: Die Berücksichtigung der Torsionssteifigkeit der Aussteifungen bei der Ermittlung der Beulwerte oder der Eigenfrequenzen von Rechteckplatten mit randparallelen Steifen bei Navierschen Randbedingungen. Stahlbau 29 (1960) H. 7 S. 207/15. V . . . . .	264
— — Aluminium im konstruktiven Ingenieurbau (Lacher, G.). V . . . . .	389	Berichtigungen und Nachträge. Berichtigung zu Klöppel, K. und Weihermüller, H.: Dauerfestigkeitsversuche mit Schweißverbindungen aus St 52. Stahlbau 29 (1960) H. 5 S. 129/37. V . . . . .	264	Beulen. Die Berücksichtigung der Torsionssteifigkeit der Aussteifungen bei der Ermittlung der Beulwerte oder der Eigenfrequenzen von Rechteckplatten mit randparallelen Steifen bei Navierschen Randbedingungen (Simon, G.) . . . . .	207
— — Brücken-Untersuchungswagen (Nettelbeck, K.). V . . . . .	388	— — Berichtigung zu König, H.: Die Knickkraft beim einseitig eingespannten Stab unter nichttrichterstreuer Kraftwirkung. Stahlbau 29 (1960) H. 5 S. 150/54. V . . . . .	264	— — Berichtigung (Simon, G.). V . . . . .	264
Anisotropie. Systematische Ableitung der Differentialgleichungen für ebene anisotrope Flächentragwerke (Klöppel, K. und Schardt, R.) . . . . .	33	— — Berichtigung zu Lewenton, G. und Schaefer, K.-H.: Die Baukonstruktion des Mannesmann-Hoch-		— — Stegblechbeulung bei Längsrandbelastung (Wilkesmann, F. W.) . . . . .	314
— — Anisotrope Fließbedingung (Klöppel, K. und Yamada, M.) . . . . .	173				
— — Stein, P.: Die Anwendung der Singularitätenmethode zur Berechnung orthogonal anisotroper					



	Seite		Seite
<b>Brücken.</b> Die Narrows-Bridge in New York (Ammann, O. H.) . . . . .	297	— — — — — Handbuch der Spannungs- und Dehnungsmessung (Weber, G.). <i>Bü</i> . . . . .	296
— — — — — Die Straßenbrücke über die Seine bei Tancarville (Berg, P.). <i>V</i> . . . . .	118	— — — — — Stein, P.: Die Anwendung der Singularitätenmethode zur Berechnung orthogonal anisotroper Rechteckplatten einschließlich Trägerrosten (Wegner, U.). <i>Bü</i> . . . . .	159
— — — — — Die Wupper-Talbrücke bei Wuppertal-Oehde (Berr, O. und Kramer, A.) . . . . .	161	— — — — — Kollbrunner, C. F. und Milosavljević, S.: Betrachtungen zur Frage von Stahlbauvorschriften. Heft 23 der Mitteilungen über Forschung und Konstruktion im Stahlbau (Weyel, E.). <i>Bü</i> . . . . .	96
— — — — — Die Emsbrücke Hembergen in dübellosem Stahlverbund (Dörnen, K. und Meyer, A.) . . . . .	199	— — — — — Kollbrunner, C. F., Milosavljević, S. und Hajdin, N.: Knickdiagramme für Stäbe mit sprunghaft veränderlichem Trägheitsmoment. Heft 24 der Mitteilungen über Forschung und Konstruktion im Stahlbau (Weyel, E.). <i>Bü</i> . . . . .	128
— — — — — Die neue Nagoldbrücke bei Wildberg (Giehrach, U.) . . . . .	215	— — — — — Stahl im Hochbau (Winkelmann, E.). <i>Bü</i> . . . . .	128
— — — — — Zwei als Brücken ausgebildete Rohrleitungen in Australien (Hess, W.). <i>V</i> . . . . .	293	— — — — — Steinhardt, O. und Möhler, K.: Versuche zur Anwendung vorgespannter Schrauben im Stahlbau. II. Teil (Wintzer, A.). <i>Bü</i> . . . . .	360
— — — — — Die Severins-Brücke in Köln — Entwurf und Fertigung der Strombrücke (Heß, H.) . . . . .	225	<b>Dauerfestigkeit.</b> Statische Versuche und Dauerversuche zur Frage der Bemessung von Flachblechen in orthotropen Platten (Klöppel, K. und Roos, E.). . . . .	361
— — — — — Gerüstlose Auswechslung der Füllstäbe stählerner Fachwerkbauwerke (Oberndorfer, K.). . . . .	59	— — — — — Dauerfestigkeitsversuche mit Schweißverbindungen aus St 52 (Klöppel, K. und Weihermüller, H.). . . . .	129
— — — — — Die Konstruktion des unteren Fahrbahndecks der George-Washington-Brücke (Páll, G.). . . . .	373	— — — — — Berichtigung (Klöppel, K. und Weihermüller, H.). <i>V</i> . . . . .	264
— — — — — Die Straßenbrücke über den Rhein zwischen Mannheim und Ludwigshafen (Roloff, W.) . . . . .	333	— — — — — Ermüdungsversuche an Blechen aus weichem Stahl mit quer zur Beanspruchung liegenden Stumpfschweißungen (Zeyen, K. L.). <i>V</i> . . . . .	155
— — — — — Die Montage des Stahlüberbaues der Severinsbrücke Köln (Vogel, G.) . . . . .	269	<b>Druckrohre.</b> Richtlinien für die Erstellung von stählernen Druckrohrleitungen von Wasserkraftanlagen (Hauttmann, H.). <i>Bü</i> . . . . .	159
— — — — — Bau der Eisenbahnbrücke über die Autobahn in Wuppertal-Ost (Zucker, O.) . . . . .	344	<b>Elastizität.</b> Allgemeine Elastizitätsgesetze (Wegner, U.). . . . .	265
<b>Buchbesprechungen.</b> Koloušek, V.: Calcul des efforts dynamiques dans les ossatures rigides (Anheuser, L.). <i>Bü</i> . . . . .	263	<b>Erweiterungen s. Zuschriften</b>	
— — — — — Wagner, W.: Statik der Starkstromfreileitungen (Bückner, W.). <i>Bü</i> . . . . .	262	<b>Fachwerke.</b> Sphärische Raumbauwerke (Doernach, R.). . . . .	97
— — — — — Olsen, H. und Reinitzhuber, F.: Die zweiseitig gelagerte Platte (Cornelius, W.). <i>Bü</i> . . . . .	328	<b>Flächentragwerke.</b> Systematische Ableitung der Differentialgleichungen für ebene anisotrope Flächentragwerke (Klöppel, K. und Schardt, R.). . . . .	33
— — — — — Szabo, I.: Repertorium und Übungsbuch der Technischen Mechanik (Dietz, H.). <i>Bü</i> . . . . .	328	<b>Gedenktag und Würdigungen.</b> Oberingenieur Franz Köhler 60 Jahre (Ackermann, H.). <i>Pers</i> . . . . .	192
— — — — — Matheson, J. A. L.: Hyperstatic Structures (Ebel, H.). <i>Bü</i> . . . . .	328	— — — — — Dr.-Ing. Heinrich Börner † (Aurnhammer, G.). <i>Pers</i> . . . . .	158
— — — — — Erker/Ermsen/Stoll: Gestaltung und Berechnung von Schweißkonstruktionen (Freudenberg, G.). <i>Bü</i> . . . . .	263	— — — — — o. Prof. Dr. techn. Dr.-Ing. E. h. Ernst Chwalla † (Beer, H.). <i>Pers</i> . . . . .	223
— — — — — Richtlinien für die Erstellung von stählernen Druckrohrleitungen von Wasserkraftanlagen (Hauttmann, H.). <i>Bü</i> . . . . .	159	— — — — — Prof. Dr.-Ing. habil. Ernst Kohl 60 Jahre (Dörnen, A.). <i>Pers</i> . . . . .	224
— — — — — Rühl, K.: Die Sprödbrochursicherheit von Stahlkonstruktionen (Hoffmann, E.). <i>Bü</i> . . . . .	264	— — — — — Dipl.-Ing. Heinrich Fricke 70 Jahre (Fröhlich, H.). <i>Pers</i> . . . . .	191
— — — — — Taschenbuch für Atomfragen 1960/61 (Meier, K.). <i>Bü</i> . . . . .	392	— — — — — Dr. h. c. Heinrich Thielen † (Grissmer, K.). <i>Pers</i> . . . . .	262
— — — — — Stahlbau Band 3 (Müller, E.). <i>Bü</i> . . . . .	296	— — — — — Professor Wilhelm Härter 80 Jahre (Hinweis der Schriftleitung). <i>Pers</i> . . . . .	64
— — — — — Vallentine, H. R.: Applied Hydrodynamics (Petrikat, K.). <i>Bü</i> . . . . .	64	— — — — — Professor Karl Girkmann † (Karas, K.). <i>Pers</i> . . . . .	32
— — — — — Kuntze, W.: Thermodynamik des Sprödbroches und ihre Anwendung im Stahlbau. 2. Teil (Späth, W.). <i>Bü</i> . . . . .	64	— — — — — Ministerialdirigent Professor Dr.-Ing. E. h. Bernhard Wedler 65 Jahre (Klingenberg, W.). <i>Pers</i> . . . . .	128
— — — — — Hilfstafeln zur Berechnung von Spannungsproblemen der Theorie zweiter Ordnung und von Knickproblemen (Strigl, G.). <i>Bü</i> . . . . .	224	— — — — — Professor Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. Emil Kammer † (Klöppel, K.). <i>Pers</i> . . . . .	192
— — — — — Resinger, F.: Der dünnwandige Kastenträger. Heft 13 der Forschungshefte aus dem Gebiet des Stahlbaus (Wansleben, F.). <i>Bü</i> . . . . .	64	— — — — — Johann Klee † (Krempel, A.). <i>Pers</i> . . . . .	158
		— — — — — Hundert Jahre Werk Gustavsburg der M.A.N. (Lemmerhold, F.). <i>V</i> . . . . .	155
		— — — — — Dr. David B. Steinman † (Páll, G.). <i>Pers</i> . . . . .	390
		— — — — — Professor Dr. Ernst Melan 70 Jahre (Reinitzhuber, F.). <i>Pers</i> . . . . .	390
		— — — — — Dr. Hans Hecht 60 Jahre (Schürmann, K.). <i>Pers</i> . . . . .	262
		— — — — — Professor Dr. sc. techn. Theophil Wyss 70 Jahre (Stoltenburg, W.). <i>Pers</i> . . . . .	191
		— — — — — 40jähriges Dienstjubiläum von Oberbaudirektor Schüßler (Wolf, W.). <i>Pers</i> . . . . .	157
		<b>Hinweis der Schriftleitung.</b> Professor Wilhelm Härter 80 Jahre. <i>Pers</i> . . . . .	64
		— — — — — Stahlbau-Tagung Berlin 1960. <i>V</i> . . . . .	96, 191
		<b>Hochbau.</b> Geschweißte Hallenkonstruktion. I. Konstruktion und statische Berechnung (Barth, O.). . . . .	380
		— — — — — Aluminium-Dachkonstruktion für das Empfangsgebäude des Brüsseler Flughafens (Domke, K.). <i>V</i> . . . . .	60
		— — — — — Geschweißte Hallenkonstruktion. II. Montage der geschweißten kastenförmigen Kranbahnträger (Eller, H.). . . . .	384
		— — — — — Public Auditorium in Pittsburgh (Herschel, G.). <i>V</i> . . . . .	326
		— — — — — Das Radioteleskop bei Sugar Grove, USA (Herschel, F. G.). <i>V</i> . . . . .	386
		— — — — — Die Baukonstruktion des Mannesmann-Hochhauses in Düsseldorf (Lewenton, G. und Schaefer, K. H.). . . . .	65
		— — — — — Berichtigung (Lewenton, G. und Schaefer, K. H.). <i>V</i> . . . . .	264
		— — — — — Stählerne Wandverkleidungselemente in den USA (Páll, G.). . . . .	11
		— — — — — Die Olympia-Sporthalle in Squaw-Valley (Platte, F.). <i>V</i> . . . . .	63
		— — — — — Ausbildung von Stabanschlüssen bei Rohrkonstruktionen in England (Schneider, E.). <i>V</i> . . . . .	126
		— — — — — Die Stahlkonstruktion für das SM-Stahlwerk I der August-Thyssen-Hütte (Witt, H. P. und Winken, W.). . . . .	43
		— — — — — Die Kuppeln auf dem Messengelände in Brünn (Zendler, K.). <i>V</i> . . . . .	325
		<b>Hochschulschriften.</b> Erteilung eines Lehrauftrages an Baudirektor a. D. Dr.-Ing. Oskar Jüngling. <i>V</i> . . . . .	64
		— — — — — Ernennung von Prof. Dr.-Ing. habil. Günter Worch zum Dr.-Ing. E. h. <i>V</i> . . . . .	264
		— — — — — Ernennung von Dr.-Ing. Walter Wolf zum Honorarprofessor. <i>V</i> . . . . .	264
		<b>Kerbschlagzähigkeit.</b> Der Einfluß der Feuerverzinkung auf die Kerbschlagzähigkeit eines Baustahls WR St 37-2 nach DIN 17 100 bei unterschiedlicher Kerbschärfe (Nieth F.). <i>V</i> . . . . .	125



	Seite		Seite		Seite
<b>Kleben.</b> Ein Beitrag zur Festigkeitsbeurteilung von Metallklebverbindungen bei einfachen und zusammengesetzten statischen Beanspruchungen (Müller, G.). V . . . . .	122	<b>Warmrißbildung</b> im Schweißgut von niedriglegierten Stählen (Anders, H.). V . . . . .	327	— — Zur optimalen Auslegung von Fahrbahnplatten (Giencke, E.). . . . .	179
<b>Korrosion</b> s. Anstriche und Rostschutz		— Geschweißte Hallenkonstruktion. I. Konstruktion und statische Berechnung (Barth, O.). . . . .	380	— — Einfluß der Schubweichheit der Längsrippen und Querträger auf die Momente in einer orthotropen Platte (Giencke, E.). . . . .	351
<b>Maste.</b> Wagner, W.: Statik der Starkstromfreileitungen (Bückner, W.). Bü. . . . .	262	— Geschweißte Hallenkonstruktion. II. Montage der geschweißten kastenförmigen Kranbahnträger (Eller, H.). . . . .	384	— — Beitrag zur Statik des drillweichen Trägerrostes (Hiba, Z.). . . . .	309
— — Zwei hohe Fernseh-Rohrmaste in der Tschechoslowakei (Wanke, J.). . . . .	193	— — Dauerfestigkeitsversuche mit Schweißverbindungen aus St 52 (Klöppel, K. und Weihermüller, H.). . . . .	129	— — Der Kraftverlauf in schiefen Hohlkästen (Hoeland, G.). . . . .	77
<b>Nachrufe</b> s. Gedenktage und Würdigungen		— — Berichtigung (Klöppel, K. und Weihermüller, H.). V . . . . .	264	— — Systematische Ableitung der Differentialgleichungen für ebene anisotrope Flächentragwerke (Klöppel, K. und Schardt, R.). . . . .	33
<b>Nachträge.</b> Nachtrag zu Hiba, Z.: Beitrag zur Statik des drillweichen Trägerrostes. Stahlbau 29 (1960) H. 10, S. 309. V . . . . .	392	— — Eigenschaften und Gütewerte von Elektro-Schlacke-Schweißverbindungen (Puschner, M.). . . . .	138	— — Der [-förmige Ringträger als Bauelement für Großgeräte des Braunkohlenbergbaues, vereinfachtes Verfahren zur Bestimmung von Schnittkräften und Formänderungen (Meyer, M.). . . . .	111
<b>Orthotrope Platten.</b> Olsen, H. und Reinitzhuber, F.: Die zweiseitig gelagerte Platte (Cornelius, W.). Bü. . . . .	328	— — Neuere Hochleistungsschweißverfahren und ihre Bedeutung für den Stahlbau (Rubo, E. und Skuballa, W.). . . . .	144	— — Zur Ermittlung der Lagerkräfte verschiedener Verschlüsse des Stahlwasserbaues (Moheit, W.). . . . .	84
— — Die Berechnung von Hohlrippenplatten (Giencke, E.). . . . .	47	<b>Schwingungen.</b> Untersuchungen an Turbogeneratoren auf Stahlfundamenten (Simon, G.). . . . .	23	— — Resinger, F.: Der dünnwandige Kastenträger. Heft 13 der Forschungshefte aus dem Gebiet des Stahlbaues (Wansleben, F.). Bü. . . . .	64
— — Zur optimalen Auslegung von Fahrbahnplatten (Giencke, E.). . . . .	179	— — Die Berücksichtigung der Torsionssteifigkeit der Aussteifungen bei der Ermittlung der Beulwerte oder der Eigenfrequenzen von Rechteckplatten mit randparallelen Steifen bei Navierschen Randbedingungen (Simon, G.). . . . .	207	<b>Tagungen und Sitzungen.</b> Vortrags-tagung „Probleme um den Brückenbau“ Bongard, W.). V . . . . .	389
— — Einfluß der Schubweichheit der Längsrippen und Querträger auf die Momente in einer orthotropen Platte (Giencke, E.). . . . .	351	— — Berichtigung (Simon, G.). . . . .	264	— — Stahlbau-Tagung Berlin 1960 (Lacher, G.). V . . . . .	222
— — Statische Versuche und Dauer-versuche zur Frage der Bemessung von Flachblechen in orthotropen Platten (Klöppel, K. und Roos, E.). . . . .	361	<b>Sprengschneiden.</b> Sprengschneiden (Müller, K.-H.). V . . . . .	294	— — Schweißtechnische Tagung München 1960 (Lacher, G.). V . . . . .	222
— — Zur Berechnung orthogonal-anisotroper Rechteckplatten unter Berücksichtigung der diskontinuierlichen Anordnung der Rippen (Schumann, H.). . . . .	302	<b>Sprödbbruch.</b> Rühl, K.: Die Sprödbbruch-sicherheit von Stahlkonstruktionen (Hoffmann, E.). Bü. . . . .	264	— — Aluminium im konstruktiven Ingenieurbau (Lacher, G.). V . . . . .	389
— — Stein, P.: Die Anwendung der Singularitätenmethode zur Berechnung orthogonal anisotroper Rechteckplatten einschließlich Trägerrostes (Wegner, U.). Bü. . . . .	159	<b>Stabilitätstheorie.</b> Die Stabilität eines dünnwandigen abwechselnd in zwei Ebenen abgestützten Stabes (Djubek, J.). V . . . . .	218	— — VI. Kongreß der Internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau in Stockholm (Wolf, W.). V . . . . .	322
<b>Reaktorbau.</b> Der Einfluß der Bestrahlung auf den Konstruktionswerkstoff in Kernkraftanlagen (Kochendörfer, A.). V . . . . .	122	— — Betrachtung zu den neuen $\omega$ -Zahlen für Rohrquerschnitte (Heidecker, W.). . . . .	117	<b>Verbundbauweise.</b> Die Emsbrücke Hembergen in dübellosem Stahlverbund (Dörnen, K. und Meyer, A.). . . . .	199
— — Stähle für das Leistungsreaktor-Druckgefäß (Zastrow, E.). . . . .	329	— — Die Knickkraft beim einseitig eingespannten Stab unter richtungstreuer Kraftwirkung (König, H.). . . . .	150	<b>Versuche.</b> Windkanalmessungen über den Luftwiderstand eines Zylindertandems als Brückenträger (Barth, R.). . . . .	186
<b>Rohre.</b> Windkanalmessungen über den Luftwiderstand eines Zylindertandems als Brückenträger (Barth, R.). . . . .	186	— — Berichtigung (König, H.). . . . .	264	— — Die Emsbrücke Hembergen in dübellosem Stahlverbund (Dörnen, K. und Meyer, A.). . . . .	199
— — Betrachtung zu den neuen $\omega$ -Zahlen für Rohrquerschnitte (Heidecker, W.). . . . .	117	— — Kollbrunner, C. F., Milosavljević, S. und Hajdin, N.: Knickdiagramme für Stäbe mit sprungweise veränderlichem Trägheitsmoment. Heft 24 der Mitteilungen über Forschung und Konstruktion im Stahlbau (Weyel, E.). Bü. . . . .	128	— — Statische Versuche und Dauer-versuche zur Frage der Bemessung von Flachblechen in orthotropen Platten (Klöppel, K. und Roos, E.). . . . .	361
— — Zwei als Brücken ausgebildete Rohrleitungen in Australien (Hess, W.). V . . . . .	293	— — Der Einfluß der Drillkopplung auf das Biegedrillknicken und die Kippstabilität von Trägern mit doppelsymmetrischem Querschnitt (Witte, H.). . . . .	21	— — Dauerfestigkeitsversuche mit Schweißverbindungen aus St 52 (Klöppel, K. und Weihermüller, H.). . . . .	129
— — Ausbildung von Stabanschlüssen bei Rohrkonstruktionen in England (Schneider, E.). V . . . . .	126	<b>Stahl</b> s. Werkstoffe		— — Berichtigung (Klöppel, K. und Weihermüller, H.). V . . . . .	264
— — Zwei hohe Fernseh-Rohrmaste in der Tschechoslowakei (Wanke, J.). . . . .	193	<b>Stahlwasserbau.</b> Zur Ermittlung der Lagerkräfte verschiedener Verschlüsse des Stahlwasserbaues (Moheit, W.). . . . .	84	— — Ein Beitrag zur Festigkeitsbeurteilung von Metallklebverbindungen bei einfachen und zusammengesetzten statischen Beanspruchungen (Müller, G.). V . . . . .	122
<b>Rostschutz</b> s. Anstriche		<b>Statik.</b> Zum Problem der gleichzeitigen Biegung und Torsion dünnwandiger Balken (Dabrowski, R.). . . . .	104	<b>Werkstoffe.</b> Kesselblechstähle (Anders, H.). V . . . . .	29
<b>Schweißtechnik und Schweißkonstruktionen.</b> Umformen, Schweißen und Oberflächenbehandlung aluminierter Stahlbleche (Anders, H.). V . . . . .	154	— — Die Berechnung von Hohlrippenplatten (Giencke, E.). . . . .	47	— — Umformen, Schweißen und Oberflächenbehandlung aluminierter Stahlbleche (Anders, H.). V . . . . .	154
— — Die Auftragsschweißung hochlegierter Stähle (Anders, H.). V . . . . .	295				



	Seite
— — Hitzebeständige Sicromalstähle (Anders, H.). V . . . . .	220
— — Die Auftragsschweißung hochlegierter Stähle (Anders, H.). V	295
— — Warmrißbildung im Schweißgut von niedriglegierten Stählen (Anders, H.). V . . . . .	327
— — Der Einfluß der Bestrahlung auf den Konstruktionswerkstoff in Kernkraftanlagen (Kochendörfer, A.). V . . . . .	122

	Seite
— — Der Einfluß der Feuerverzinkung auf die Kerbschlagzähigkeit eines Baustahls WR St 37-2 nach DIN 17 100 bei unterschiedlicher Kerbschärfe (Nieth, F.). V . . . . .	125
— — Stähle für das Leistungsreaktor-Druckgefäß (Zastrow, E.) . . .	329
Windkanalversuche. Windkanalmessungen über den Luftwiderstand eines Zylindertandems als Brückenträger (Barth, R.) . . .	186

# Zuschriften und Erwiderungen.

	Seite
Zuschrift und Erwiderung zu Kapucuoglu, R.: Lösung unsymmetrischer räumlicher Rahmen nach dem Formänderungsverfahren, insbesondere unter Verwendung kinematischer Ketten für die virtuellen Verschiebungszustände. Stahlbau 28 (1959) H. 9 und 10, S. 239 bis 248 und 280 bis 287 (Schlechte, E.). V . . . .	391







## Blitzschnelles Zupacken

Im entscheidenden Augenblick sichert den Erfolg der Mannschaft. Auch die Mitarbeiter eines modernen Hüttenwerkes müssen in jeder Phase der Teamarbeit reaktionsschnell und entschlossen handeln.

Die Mitarbeiter der August Thyssen-Hütte stellen Tag für Tag diese Eigenschaften unter Beweis. Ihr Schwung, ihre Initiative ist die Grundlage des gemeinsam erreichten Erfolges:

## Thyssenstahl

Der Stahl unserer Zeit



AUGUST THYSSEN-HÜTTE AKTIENGESELLSCHAFT  
DUISBURG-HAMBORN





Die hervorragenden  
statistischen Eigenschaften des Stahlrohrs  
geben dem Konstrukteur die Möglichkeit,  
materialsparende und besonders wirtschaftliche  
Konstruktionen zu schaffen.

Unsere Spezialisten  
schweißen alle Stahlrohrkonstruktionen aufbaufertig  
und beraten Sie gern bei Ihren Planungen.

**PHOENIX-RHEINROHR AG**  
VEREINIGTE HUTTEN- UND RÖHRENWERKE DUSSELDORF

